



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

**EPÄJATKUVUUSALUEITA SISÄLTÄVÄN  
TERÄSBETONIRAKENTEEN MITOITUS CSFM-  
MENETELMÄLLÄ**

Tiia Lyytinen

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN TUTKINTO-OHJELMA

Diplomityö

Joulukuu 2021

# TIIVISTELMÄ

Epäjatkuvuusalueita sisältävän teräsbetonirakenteen mitoitus CSFM-menetelmällä

Tiia Lyytinen

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2021, 142 s. + 19 liitettä

Työn ohjaaja yliopistolla: professori Antti H. Niemi

Teräsbetonirakenteiden lujuuslaskennassa joudutaan aina tekemään merkittävä määrä yksinkertaistuksia. Työn teoriaosuudessa luotiin katsaus teräsbetonirakenteen materiaaliominaisuuksien erityispiirteisiin, jotta voitiin arvioida, vastaako tutkittu laskentamenetelmä niitä riittävässä määrin.

Seinämäinen palkki on talonrakentamisessa paljon käytetty rakenneos, joka sisältää tyypillisesti suuria epäjatkuvuusalueita. Työssä perehdyttiin seinämäisen palkin rakenteelliseen toimintaan, jotta tunnistettiin sen suunnittelussa huomioitavat keskeisimmät seikat. Kun epäjatkuvuuksia sisältävään teräsbetonirakenteeseen kohdistuu halkeilua aiheuttavia rasituksia, on suunnittelijan vastuulla varmistaa valitun analyysimenetelmän soveltuvuuden rajat. Analyysimenetelmästä riippumatta suunnitelmien tulee täyttää lain ja vallitsevien suunnittelustandardien vaateet. Työn teoriaosuudessa on perehdytty seinämäisen teräsbetonipalkin suunnitteluun Suomen lainsäädännön puitteissa.

Diplomityön tavoitteeksi asetettiin tutkia seinämäisen palkin mitoitusta käyttäen Idea Statica Concrete -ohjelmaa. Ohjelma perustuu Compatible Stress Field Method -menetelmään (CSFM-menetelmä) ja se suorittaa rakenteelle eurokoodin mukaisen mitoituksen murto- ja käyttörajatilassa. Kyseessä on FEM-laskentaan perustuva menetelmä, jolla lasketaan epälineaarisesti rakenteen jännitysanalyysi. Työhön valittiin kirjallisuudesta yksiaukkoisen sekä jatkuva seinämäinen palkki, joista molemmista tuotettiin useita laskentamalleja. Ohjelman tuottamia laskentatuloksia analysoitiin kirjallisuudessa tunnistettuihin seinämäisten palkkien murtumismekanismeihin keskittyen. Laskentatulosten verifointi suoritettiin kirjallisuuden laskentatuloksiin

vertaamalla. Työssä testattiin myös ohjelman raudoituksen aputyökalujen, lineaarisen jännitysanalyysin sekä topologiaoptimoinnin, toimivuutta.

Työn tulosten perusteella ohjelma tuo kaivatun lisätyökalun seinämäisten palkkien suunnitteluun. Ohjelman avulla rakenteen raudoitus voidaan määritellä taloudelliseksi laskentatuloksen varmuuden ohella. Ohjelman käytöllä on kuitenkin rajoitteensa, jonka vuoksi suunnittelijan tulee olla perehtynyt teräsbetonirakenteen todelliseen käyttäytymiseen sekä suunnittelustandardeihin. Jotta ohjelmalla saavutetaan riittävä kokonaisvarmuus seinämäisen palkkirakenteen lujuusmitoituksessa, on suunnittelijan suoritettava mitoitus useampaa laskentamallia hyödyntäen. Vaikka ohjelmassa ei työtä tehdessä ollut saatavissa Suomen kansallisen liitteen mukaisia automaattiasetuksia, löydettiin siitä mahdollisuudet säätää laskentaparametreja niitä vastaaviksi.

*Asiasanat: seinämäinen palkki, elementtimenetelmä, topologiaoptimointi, epäjatkuvuusalue*

# ABSTRACT

Compatible Stress Field Design of Discontinuity Regions in Reinforced Concrete Structures

Tiia Lyytinen

University of Oulu, Master's Programme in Civil Engineering

Master's thesis 2021, 142 pp. + 19 Appendixes

Supervisor at the university: Professor Antti H. Niemi

The computational design of concrete structures is always made with great number of simplifications. When dimensioning the concrete structure including discontinuity regions the effects of cracking should be considered. The chosen calculation method must cover all design code prescriptions.

The thesis is focusing in assessing according to Eurocode 2 implemented with Finnish National Annex. The main theories of the behavior of reinforced concrete structures and designing of deep beams are presented. In thesis there is a general look to the theoretical background of the Compatible Stress Field Method (CSFM). CSFM is a continuous FE-based stress field analysis method using a standard full Newton-Raphson algorithm to find the solution to a non-linear FEM problem.

The main aim of the thesis was to check and verify the designing of the deep beam using a commercial software IDEA StatiCa Concrete. This software is using CSFM solver. CSFM covers analysis of ultimate limit states and serviceability limit states according to Eurocode. Software's tools to help the designer to determine the location of reinforcing bars were investigated on linear calculation and topology optimization. The numerical calculations of deep beams were checked focusing on the failure modes found in experiments according to literature. To verify the results of the CSFM they were compared to examples found in literature.

After checking and verifying deep beam specimens CSFM seems to be a good supplement to structural engineering practice. Software presents its credit with time-saving and agile performance. Because of assumptions and limitations of CSFM it is still essential for



designer to handle the practical knowledge of the behavior of reinforced concrete structures. For reliable results one must analyze deep beam structure with considered variations of boundary conditions. The software allowed manual modification of all necessary Nationally Determined Parameters from Finnish annex.

*Keywords: deep beam, finite element method, topology optimization, reinforced concrete modelling, discontinuity regions*

# ALKUSANAT

Olen toiminut rakennesuunnittelijana yli kymmenen vuotta ja haastavat mitoitustehtävät ovat edelleen se osuus työssäni, joka saa sisäisen motivaationi roihahtamaan. Ammattiosaamiseni syventäminen lujuuslaskennan osalta oli yksi tärkeimmistä seikoista, joka sai minut hakeutumaan maisteriohjelmaan opiskelemaan. Kun opintojen loppusuoraksi keväällä 2021 avautui työnantajani Swecon toimesta mahdollisuus perehtyä laskentaohjelmaan, jonka tavoitteena on epälineaarisen analyysin avulla saavuttaa luotettavia laskentatuloksia halkeilevista teräsbetonirakenteista, otin tehtävän mielenkiinnolla vastaan.

Kiitos opettajilleni Oulun yliopistolla vastineesta yli-innokkaan aikuisopiskelijan kysymyksiin ja pohdintoihin. Kiitos ohjaajalleni Antti Niemelle saamastani ohjauksesta diplomityön aikana.

Kiitos työnantajalleni Swecolle mahdollisuudesta keskittyä diplomityön tekoon. Kiitos tuesta, aidosta kuuntelusta sekä jämäkkyydestä esihenkilöni Elina Lohiniva. Kiitos ohjaajat, Sampo Mäkelä ja Aleksi Lehtonen, aikataulurealismin ylläpidosta, laukalle lähteneiden ideoiden suitsimisesta ja konkreettisista kommentteista. Kiitos Eemeli Tikkanen, mitä parhain väittelykumppani ja ideanikkari. Kiitos Tuomas Jaakkola seinämäisen palkin tuen 3D-jännitystilan selventämisestä vaahtokarkin avulla. Kiitokset myös Esa Tuohimaalle, neuvojesi ansiosta ”rakkaus momenttiin” on vuosien saatossa päässyt vahvistumaan.

Lämpimin kiitos kotijoukoille tuesta ja joustamisesta, olette tärkeitä.

Oulu, 6.12.2021

*Tiia Lyytinen*

# SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

MERKINNÄT JA LYHENTEET

1 Johdanto .....	12
2 Suunnitteluohjeet ja -menetelmät .....	16
2.1 Lainsäädäntö 2000-luvulla .....	16
2.2 Lainsäädäntö, rakenteiden suunnittelu .....	18
2.3 Suunnittelutehtävien vaativuus ja laadunvarmistus .....	20
2.4 Seinämäisen palkin rajatilamitoitus ja kuormitukset .....	23
2.5 Materiaaliominaisuudet .....	25
2.5.1 Betoni .....	25
2.5.2 Betoniteräksiset .....	27
2.5.3 Teräsbetoni .....	29
2.6 Rakennepuolue .....	30
2.6.1 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi .....	31
2.6.2 Elastisuusteorian mukainen analyysi, ristikkomenetelmä .....	32
2.6.3 Epälineaarinen analyysi .....	34
2.6.4 FEM-laskenta .....	35
2.6.5 Tasojännitystilat .....	36
3 Seinämäiset palkit .....	37
3.1 Määritelmä .....	37
3.2 Seinän jäykkyys .....	39
3.3 Liittyminen muihin rakenteisiin .....	39
3.4 Raudoituksen suunnittelu .....	40
3.4.1 Uuman raudoitus .....	40
3.4.2 Kenttäraudoitus .....	42
3.4.3 Tukirauhoitus .....	42
3.4.4 Raudoituksen ankkurointi .....	42
3.5 Puristusjännitysten tarkastus .....	44
3.6 Rakenteen epätasaisen painuman huomioiminen .....	45
4 Teräsbetonirakenteen analysointi CSFM-menetelmällä .....	47

4.1 Idea Statica Concrete -ohjelmisto .....	47
4.2 Materiaalimallit .....	47
4.2.1 Betoni.....	47
4.2.2 Betoniteräket .....	51
4.2.3 Vetojäykistysvaikutus .....	51
4.3 Raudoituksen aputyökalut.....	56
4.3.1 Lineaarinen laskenta .....	57
4.3.2 Topologiaoptimoitu laskenta .....	57
4.3.3 Betoniterästen määrän optimointi.....	59
4.4 Compatible stress field method, CSFM-menetelmä .....	59
4.4.1 Tuenta .....	61
4.4.2 Kuormitukset .....	64
4.4.3 Laskennassa käytetyt elementtityypit .....	65
4.4.4 Elementtiverkko.....	66
4.4.5 Epälineaarisen laskennan ratkaisumenetelmä.....	68
4.4.6 Suositeltu mitoitusprosessi .....	69
4.5 Ankkurointimitoitus .....	71
4.6 Halkeamaleveyden laskenta .....	75
4.7 Tulokset.....	78
4.7.1 MRT.....	79
4.7.2 KRT .....	80
4.8 Suomen kansallisen liitteen mukaiset asetukset.....	81
5 Yksiaukkoinen seinämäinen palkki.....	83
5.1 Geometria ja kuormitukset.....	83
5.2 Laskentamallit .....	86
5.3 Tulokset.....	89
5.4 Tulosten tarkastelu .....	92
5.4.1 Paikallinen puristusjännitys pilarikuorman kohdalla .....	92
5.4.2 Betonin puristuslujuus uuman alueella ja $k_{c2}$ -kerroin.....	95
6 Jatkuva seinämäinen palkki.....	103
6.1 Geometria ja kuormitukset.....	103
6.2 Laskentamallit .....	104
6.2.1 Laskentamallit 6, 6.11 ja 6.21, ristikkomallin mukainen rauditus.....	106
6.2.2 Laskentamallit 6.12 ja 6.22, CEB 1976 ohjeen mukainen rauditus.....	109
6.2.3 Laskentamallit 6.13 ja 6.23, rauditus topologiaoptimoinnin 80 % mukaisesti .....	110

6.2.4 Laskentamallit 6.14 ja 6.24, raudoitus topologiaoptimoinnin 20 % mukaisesti .....	113
6.3 Tulokset.....	116
6.3.1 Laskentamallit 6-EC ja 6-RakMK .....	116
6.3.2 Laskentamallit 6.11a,b,c-6.24a,b,c .....	117
6.4 Tulosten tarkastelu .....	120
6.4.1 Elementtiverkon konvergenssitarkastelu .....	120
6.4.2 Raudoitteen ankkurointia parantavat vakio muodot .....	121
6.4.3 Ristikkomallin ja topologiaoptimoinnin tulosten vertailu .....	122
6.4.4 CEB 1976 ohjeen ja topologiaoptimoinnin tulosten vertailu .....	123
6.4.5 Ristikkomallin ja CSFM-menetelmän tulosten vertailu jännitysten osalta	124
6.4.6 Paikallinen puristusjännitys tuella .....	127
6.4.7 Kenttäterästen ankkurointipituus .....	129
6.4.8 Tukien epätasainen painuma .....	130
7 Johtopäätökset ja suositukset .....	133
8 Yhteenveto .....	136

## LÄHDELUETTELO

### LIITEET:

Liite 1. Työssä esiintyviä käsitteitä.

Liite 2. Laskentamallin 6-EC tulokset.

Liite 3. Laskentamallin 6-RakMK tulokset.

## MERKINNÄT JA LYHENTEET

$A_c$	betonin poikkileikkausala
$A_s$	betoniterästen poikkileikkausala
$A_{s,dbmin}$	raudoituksen vähimmäispinta-ala
$A_{s,vmax}$	seinän pystysuoran raudoituksen enimmäispinta-ala
CC	seuraamusluokka (engl. consequences class)
CEN	eurooppalainen standardisoinnin keskusjärjestö (engl. European Committee for Standardization)
CSFM	Compatible Stress Field Method
$E_s$	betoniteräksen kimmokerroin
$E_{c,eff}$	betonin tehollinen kimmokerroin
$E_{cm}$	betonin sekanttimoduuli
EN	eurooppalainen standardi, eurokoodi
ENV	eurokoodin esistandardi
$f_{bd}$	tartuntalujuuden mitoitusarvo
$f_{cd}$	betonin puristuslujuuden (lieriölujuus) mitoitusarvo
$f_{ck}$	betonin puristuslujuuden (lieriölujuus) ominaisarvo
$f_{ck,red}$	betonin tehollinen puristuslujuus
$f_{ct}$	betonin vetolujuus
$f_{ctk}$	betonin vetolujuuden ominaisarvo
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_t$	betoniteräksen vetolujuus
$f_y$	betoniteräksen myötölujuus
$f_{yk}$	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
FEM	Finite Element Method, suom. elementtimenetelmä
FIB	kansainvälinen voittoa tavoittelematon järjestö, The International Federation for Structural Concrete
$K_{FI}$	kuormakerroin, joka määräytyy luotettavuusluokan mukaisesti
KRT	käyttörajatilamitoitus
$l_{bd}$	betoniteräksen ankkurointipituus
MRT	murtorajatilamitoitus
RC	luotettavuusluokka (engl. reliability class)

$s_r$	halkeamaväli
$s_{r0}$	halkeamavälin teoreettinen maksimiarvo
SFS-EN	suomalaiseksi kansalliseksi standardiksi vahvistettu EN-standardi
$\alpha_{cc}$	kerroin, joka huomioi kuormituksen kestoajan vaikutuksen betonin puristuslujuuteen
$\gamma_c$	betonin osavarmuusluku
$\gamma_s$	betoniteräksen osavarmuusluku
$\varepsilon_1, \varepsilon_3$	päävenymät
$\varepsilon_c$	betonin puristuma
$\varepsilon_{c2}$	betonin puristuslujuutta $f_{ck}$ vastaava puristuma
$\varepsilon_{cu2}$	betonin murtopuristuma
$\varepsilon_m$	betoniteräksen keskiarvoistettu venymä
$\varepsilon_{ud}$	betoniteräksen suurintaa voimaa vastaavan venymän mitoitusarvo
$\varepsilon_{uk}$	betoniteräksen suurintaa voimaa vastaavan venymän ominaisarvo
$l$	hoikkuusluku
$l_{lim}$	hoikkuusluvun raja-arvo
$\rho_{eff}$	tehollinen raudoitussuhde
$\sigma_c$	betonin puristusjännitys
$\sigma_{c1}, \sigma_{c3}$	pääjännitykset
$\sigma_{Rd,max}$	puristusjännityksen mitoitusarvo
$\sigma_s$	betoniteräksen jännitys
$\sigma_x, \sigma_y$	koordinaatiston mukaiset jännityskomponentit
$\tau_b$	tartuntajännitys
$\tau_{xy}$	koordinaatiston mukainen leikkausjännityskomponentti
$\varphi$	virumaluku

# 1 JOHDANTO

Tapio Salmi toteaa kirjassaan (Salmi 2006, s. 167): ”Lujuuslaskennassa joudutaan aina käsittelemään idealisoitua mekaniikan mallia, joka luonnollisesti pyritään muodostamaan mahdollisimman hyvin todellisuutta vastaavaksi. Kuitenkin tällöin joudutaan useimmiten tekemään huomattava määrä yksinkertaistuksia koskien tutkittavan rakenteen geometriaa, materiaaliominaisuuksia sekä kuormituksia.” Sama ajatusmalli on kirjattuna eurokoodiin, joka ohjaa rakennusten suunnittelua Suomessa. Teräsbetonirakenteiden suunnittelu voimasuureiden avulla on arkipäivää ja tyypillisimmät rakenteet voidaankin mitoittaa valmiiden kaavojen avulla. Laskennan yksinkertaistaminen on turvallista, kun tunnistetaan rajatapaus, jossa on siirryttävä tavanomaisesta analyysistä tarkempaan suunnitteluun riittävän oikean laskentatuloksen saavuttamiseksi.

Rakennushankkeissa aikataulu on tyypillisesti suunniteltu tiukaksi, jolloin onnistumisen yhtenä kulmakivenä on korkealaatuinen suunnittelu. Rakennushankkeessa tilaajan tarpeet tarkentuvat tyypillisesti edelleen projektin toteutussuunnittelun edetessä, jolloin tarvitaan hankkeen eri alojen ammattilaisten yhteensovitettuja näkemyksiä lähtötietomuutosten vaikutuksista päätöksenteon tueksi. Rakennesuunnittelijalta vaaditaan kykyä vastata muutosten vaikutuksiin hyvin nopeasti. Osa rakennesuunnittelijan ammattitaitoa on tiedottaa muille osapuolille jo luonnosvaiheessa, millaiset runkoratkaisut ja kuormitusvalinnat mahdollistavat muunneltavuuden halutussa laajuudessa. Muuntojoustavuuteen varautuminen on konkreettinen vastine myös yleisesti aikaamme kuvastaville kestävän kehityksen vaatimuksille.

Jotta rakennesuunnittelussa voidaan vastata rakennushankkeen haasteisiin ja toteuttaa taloudellisesti kannattavaa yritystoimintaa, on suunnitteluprosessin itsessään oltava yhtä aikaa sekä hyvin selkeä että erittäin muuntautumiskykyinen. Tietokoneavusteisen suunnittelun ohjaksissa tulee olla osaava käyttäjä, henkilö, joka tunnistaa suunnittelutehtävän vaatimukset ja pystyy varmistamaan lopputuloksen oikeellisuuden tuottamistaan suunnitelmista.

Yleinen tapa tuottaa talonrakentamisen rakennesuunnitelmia on hyödyntää elementtimenetelmiin (FEM) perustuvia tietokoneohjelmia. Kun mitoitettavien rakennneosien jännityskentät sisältävät epäjatkuvuuskohtia ja/tai poikkileikkaus halkeilee siihen kohdistuvan rasituksen vuoksi, ei lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi



tuota luotettavia laskentatuloksia. Teräsbetonirakenteen jäykkyys ja kuormansiirtokyky muuttuvat merkittävästi halkeilun myötä ja nämä muutokset tulee myös eurokoodin mukaan rakennesuunnittelijan huomioida.

Seinämainen palkki on tyypillinen esimerkki rakenteesta, jossa halkeilemattomaan rakenteeseen nähden jännitys jakauma muuttuu merkittävästi halkeamien avauduttua. Seinämäisten palkkien suunnitteluun liittyen on julkaistu runsaasti ohjeita, joiden perustana on 1960-luvulta lähtien tehtyjä täysmittakaavakokeita. Seinämäisen palkin murtumistavat sekä suunnittelussa huomioitavat seikat ovatkin useamman luotettavan kirjallisuuslähteen perusteella tiedossa. Myös eurokoodi tunnistaa seinämäisen palkin erityishaasteet.

Ristikomenetelmä on paljon käytetty analyysimenetelmä epäjatkuvuuksia sisältävissä teräsbetonirakenteissa ja siihen liittyen löytyy runsaasti tutkimustietoa sekä suunnitteluohjeita. Ristikomenetelmä kuvaa hyvin useiden teräsbetonirakenteiden toimintaa murtorajatilassa. Ristikomenetelmän analyysi ei ole yleispätevä, vaan se muodostetaan vastaamaan tiettyä geometriaa sekä tiettyä kuormitustapausta (tai muutamia kuormitustapauksia, jos ristikosta muodostuu staattisesti määrätty malli). Ristikomenetelmän käyttö on osoittautunut haastavaksi myös geometrialtaan monimutkaisten rakenteiden analysoinnissa.

Halkeilevan teräsbetonirakenteen luotettava FEM-analysointimenetelmä vastaisi edellä mainittuihin haasteisiin. Pystyttäisiin vastaamaan aikataulupaineeseen, suunnitelmat olisivat muuntojoustavia ja kestäväen kehityksen tai taloudellisuuden näkökulmista rakenteita ei ylimitoitettaisi, vaikka samaan aikaan suunnitelmien varmuus pysyisi tavoitetasolla. FEM-laskenta onkin jatkuvan kehityksen kohteena myös teräsbetonirakenteiden osalta.

Sampo Mäkelä ja Tomi Wielert ovat tutkineet diplomitöissään seinämäisen palkin mitoitus optimointialgoritmien avulla tuotetun ristikkomallin avulla. Mäkelän työssä yhdeksi haasteeksi osoittautui optimointialgoritmin tuottamien mallien toimimattomuus aukkojen ympärillä, jolloin ristikkomallin luominen jäi täysin suunnittelijan osaamisen varaan. Wielertin työssä käytetty BESO2D-ohjelma suorittaa optimoinnin hyödyntäen von Mises -jännityksiä. Wielert validoi ristikkomallin muodostamisprosessia, mutta hänen työssään laskentatulokset eivät riittävällä tarkkuudella vastanneet kirjallisuustapausten tuloksia. Wielert mainitsee pääjännitysten huomioimisen

betonirakenteiden tarkastelussa tulosten luotettavuuden kannalta merkittävänä seikkana. (Mäkelä 2019, s. 86-87; Wielert 2019, s. 46-47)

Sekä Mäkelä että Wielert saavuttivat töissään lupaavia tuloksia seinämäisten palkkirakenteiden topologiaoptimoinnilla. Varsinaiseen rakenteen mitoittamiseen he molemmat sovelsivat ristikkomenetelmää. Syksyllä 2020 kuulumme kaupallisesta ohjelmasta, Idea Statica Detail (ohjelman nimi päivittynyt vuonna 2021 muotoon Idea Statica Concrete), jonka aputyökalut suorittavat rakenteelle lineaarisen laskennan sekä topologiaoptimoinnin, joiden perusteella rakenne voidaan raudoittaa. Varsinaisen rakenteen analyysin ohjelma toteuttaa epälineaarisella laskennalla sekä murto- että käyttörajatilassa, mikä herättää suuren mielenkiinnon ohjelman käyttökelpoisuutta kohtaan. Päätettiin tarkastella, olisiko ohjelman käyttämä analyysimenetelmä luotettava ja lainsäädännön vaateet täyttävä, jolloin ristikkomenetelmän vähäinen muuntojoustavuus tai konservatiivinen lähestymistapa käyttörajatilasuunnittelun osalta ei enää määrittäisi seinämäisen palkkirakenteen taloudellista ja luotettavaa suunnittelua.

Ohjelmaan ei ole tällä hetkellä saatavissa Suomen kansallisen liitteen mukaisia asetuksia. Jotta ohjelmalla voitaisiin suunnitella myös Suomeen toteutettavia kohteita, sisällytettiin opinnäytetyöhön kansallisen liitteen mukaisten arvojen määrittäminen.

Vaikka insinööri tyypillisesti viihtyy numeroiden ja fysiikan lakien maailmassa, on laskelmien ja toteutuvan rakennuksen välillä vielä monta työvaihetta. Laskelmat tulee osata jalostaa oikein tulkittaviksi ja toteuttamiskelpoisiksi suunnitelmiiksi. Laskelmien todellinen arvo saavutetaan, kun toteutunut rakennus vastaa suunnitelmia. Tämä kokonaisuus on tunnistettu myös lainsäädännössä, jonka ydinkohdat on mainittu työn teoriaosuudessa.

Tässä opinnäytetyössä keskitytään teknisiin yksityiskohtiin ja laskentamallien tuottamiin tuloksiin, jotka ovat oleellinen ydinosa rakennesuunnittelijan työtä. Lain mukaan suunnitelmista on aina vastuussa henkilö, työnteossa käytetystä ohjelmasta tai laitteistosta riippumatta. Suunnitelmien tulee aina täyttää lainsäädännön vaatimukset. Lopputuloksen tulee olla varmalla puolella ja varmistettu esimerkiksi kahdella eri menetelmällä analysoimalla. Samoin suunnitteluohjeiden ristiriitaisuuksissa vastuu on suunnittelijalla, joten hänen on jatkuvasti ylläpidettävä ammattiosaamistaan lakimuutosten suhteen.

Tässä opinnäytetyössä perehdytään Idea Statica Concrete -ohjelman käyttöön vertaamalla laskentamallien tuloksia suunnitteluohjeiden mukaisiin seinämäisten palkkien erityispiirteisiin, eurokoodin ja kansallisen liitteen mukaisiin vaateisiin sekä ristikkomenetelmällä mitoitettuihin kirjallisuustapauksiin. Työhön on sisällytetty myös verkon konvergenssitarkastelu sekä mahdollisten singulariteettien tunnistaminen.

Henkilökohtaista mielenkiintoa herättää ajatus optimoidusta rakenteesta sekä nykyistä pienempiin toleransseihin tähtäävästä toteutuksesta. Rakennusallalla on nähty ensimmäiset uutisoinnit 3D-tulostetuista rakenneosista sekä kokonaisista rakennuksista, joten tekoälyn ja optimointialgoritmien hyödyntäminen alalla materiaalikehityksen ohessa on todellisuutta. Samoin teräsbetonin muihin runkomateriaaleihin verrattuna kohtuullisen suuret varmuuskertoimet ovat yksi osa-alue, johon luotettavan sekä laadukkaan suunnittelu- ja toteutusprosessin avulla voidaan toivottavasti saada helpotusta haluttua varmuustasoa menettämättä. Ilmastotavoitteiden saavuttamiseksi rakennusalan on pystyttävä muuttumaan ja mukautumaan.

## 2 SUUNNITTELUOHJEET JA -MENETELMÄT

Rakentamisen suunnittelua Suomessa ohjaava lainsäädäntö on kokenut useita merkittäviä uudistuksia viimeisten vuosikymmenten aikana. Vaikka fysiikan lait ovat pysyneet samoina kyseisenä ajanjaksona, ovat useat yleisesti suunnittelun apuna käytetyt ohjeet vanhentuneet täysin tai osittain esimerkiksi rakentamismääräyskokoelman B-sarjan kumoamisen myötä. Samoin esimerkiksi teräsbetonirakenteiden suunnitteluun liittyvää ammattikirjallisuutta, joita julkaisevat muun muassa Suomen betoniyhdistys ry ja Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry, on jouduttu päivittämään aiempia ohjeistuksia korvaavilla julkaisuilla jopa neljän vuoden välein. Rakennesuunnittelijan onkin täytynyt oman ammattitaitonsa ylläpitämiseksi jatkuvasti sisäistää viimeisimmät lakimuutokset sekä osata suhtautua kyseenalaistaen kaiken ammattikirjallisuuden sisältöön, koska uudehkokin normi tai muu yleisesti hyväksytty ohje voi viitata kumottuun lainsäädäntöön.

Seuraavissa luvuissa on käsitelty teräsbetonirakenteiden rakennesuunnitteluun liittyvää lainsäädäntöä ja ohjeistusta, joka on voimassa Suomessa keväällä 2021. Rakennesuunnittelija hyödyntää työssään lukuisia laskentasovelluksia sekä perehtyy kirjallisuuden kautta erilaisten rakenteiden mitoituksen erityispiirteisiin. Suunnitelmista ja laskemista on vastuussa kuitenkin aina niitä tuottava henkilö, jonka vuoksi hänellä täytyy olla osaaminen ja ymmärrys kulloinkin käytettävistä laskentaperusteista sekä niiden laillisuudesta.

### 2.1 Lainsäädäntö 2000-luvulla

Maankäyttö- ja rakennuslaki (132/1999) sekä maankäyttö- ja rakennusasetus (895/1999) koskevat rakentamista Suomessa. Lain tavoitteena on luoda terveellinen, turvallinen ja viihtyisä elinympäristö, sekä siihen on myös sisällytetty monipuolisesti tavoitteita kestävän kehityksen edistämiseksi. Ympäristöministeriö mainitsee lain tavoitteeksi myös suunnittelun laadun, asiantuntemuksen monipuolisuuden ja avoimen tiedottamisen. (Ympäristöministeriö 2021a)

Maankäyttö- ja rakennuslaki koki laajemman kokonaisuudistuksen, joka tuli voimaan 1.1.2000. Samaan aikaan Suomi oli mukana eurokoodien esistandardien, ENV, valmistelussa rakenteiden suunnitteluohjeiden yhtenäistämiseksi Euroopan unionin

alueella. Eurokoodien eli kantavien rakenteiden suunnittelustandardien laadinnalla tähdättiin myös Euroopan sisäisen kaupan edistämiseen standardoimalla rakennustuotteiden ominaisuuksia ja laadunvalvonta. ENV-standardien käyttö oli vapaaehtoista ja Suomessakin niiden käyttö jäi vähäiseksi, kun kansalliset suunnittelustandardit eli rakentamismääräyskokoelman B-sarja olivat edelleen voimassa. ENV-standardit muutettiin varsinaisiksi EN-standardeiksi eli EN-eurokoodeiksi siten, että ne julkaistiin CENin toimesta vuosina 2002-2007 ja näiden sisältämät kansallisesti määritettävät arvot julkaistiin kansallisina liitteinä vuosina 2007-2009. Eurokoodien siirtymäaika päättyi keväällä 2010, mutta Suomessa rakenteiden suunnittelu perustui kuitenkin edelleen myös rakentamismääräyskokoelmaan. Eurokoodien mukainen rakenteiden suunnitteluohjeistus poikkeaa monilta osin merkittävästi aiemmasta rakentamismääräyskokoelman ohjeistuksesta, joten vuosituhaten ensimmäisellä vuosikymmenellä järjestettiin myös suuri määrä koulutuksia sekä julkaistiin niin oppikirjoja kuin muitakin uuteen ohjeistukseen pohjaavaa tukimateriaalia suunnittelijoille. (SFS 2019/11 2019, s. 4-8)

Suomen lainsäädännön ja ohjeistuksen uusiminen eurokoodiyhteensopivaksi viivästyi siten, että vanha rakentamismääräyskokoelma (B-sarja) kumottiin vasta syyskuussa 2014, jolloin asetukset kantavista rakenteista ja pohjarakenteista tulivat voimaan. Uudet kansalliset valinnat koskien suunnitteluperusteita, kuormia ja geoteknistä suunnittelua annettiin asetuksina vuonna 2016. Täydelliset päivitetty kansalliset liitteet, jotka sisältävät lainsäädännön voimassa olevat asetukset ja niitä täydentävät ohjeet, tulivat voimaan 1.1.2017. Viimeisimmän uudistuksen myötä kaikki aihepiirin kansalliset liitteet on julkaistu osana Suomen rakentamismääräyskokoelmaa Rakenteiden lujuus ja vakaus -sarjassa. Rakentamismääräyskokoelman ohjeet ovat luonteeltaan viranomaisohjeita, joiden mukaisesti suunnitellut rakenteet viranomaisen tulee hyväksyä. Myös eurokoodeihin on tehty niiden voimassaoloaikana lukuisia korjaussivuja (sisältäen vain painovirheiden korjauksia) sekä muutossivuja (sisältäen teknisiä muutoksia), joka on entisestään haastavoittanut ajantasaisen tiedon löytymistä. (SFS 2019/11 2019, s. 7-14)

Lainsäädännön uudistustyö on jatkuvaa, myös parhaillaan on meneillään ja maankäyttö- ja rakennuslain seuraava uudistus, jonka aikataulutavoitteeksi on asetettu valmistuminen vuoden 2021 loppuun. Myös seuraavan sukupolven eurokoodien laadinta on aloitettu vuonna 2015 ja niiden arvioidaan tulevan käyttöön 2025. (Ympäristöministeriö 2021a; SFS 2019/11 2019, s. 6-14)

## 2.2 Lainsäädäntö, rakenteiden suunnittelu

Rakennushankkeeseen ryhtyvän vastuualueeseen kuuluu huolehtia, että rakennus suunnitellaan ja rakennetaan siten, että kaikki rakenteet ovat lujia ja vakaita, ne soveltuvan rakennuspaikan olosuhteisiin ja kestävät suunnitellun käyttöään. Kantavien rakenteiden osalta määritellään, että niiden suunnittelun ja mitoituksen tulee perustua rakenteiden mekaniikan sääntöihin sekä yleisesti hyväksytyihin suunnitteluperusteisiin tai muihin luotettaviin koetuloksiin taikka muihin käytettävissä oleviin tietoihin. Rakennuksen rakentamisessa käytettävien rakennustuotteiden on oltava soveltuvia rakenteiden lujuuden ja vakauden kannalta. (Ympäristöministeriö 2021b)

Kantavia rakenteita koskevien olennaisten teknisten vaatimusten katsotaan täyttyvän, kun rakenteet suunnitellaan ja toteutetaan eurokoodien ja niitä koskevien kansallisten valintojen mukaan. Myös muiden suunnittelu- ja toteutusjärjestelmien soveltaminen on mahdollista, kun suunnittelun ja toteutuksen voidaan todeta johtavan olennaisten teknisten vaatimusten täyttymiseen rakenteiden lujuuden ja vakauden, käyttökelpoisuuden sekä käyttöään kannalta. Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista (477/2014) määrittää, että rakenteellisesti yhtenä kokonaisuutena toimivissa rakenteissa saa käyttää vain yhtenäistä suunnittelu- ja toteutusjärjestelmää. Rakenteiden yleiset suunnitteluperusteet on esitetty standardissa SFS-EN 1990, Ympäristöministeriön asetuksessa rakenteiden suunnitteluperusteita koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1990 3/16 sekä rakentamismääräyskokoelman ohjeessa. Rakenteiden suunnitteluperusteet koskevat kaikkia rakennusmateriaaleja. (Ympäristöministeriö 2021b)

Rakennus tulee suunnitella sekä toteuttaa siten, etteivät siihen rakentamisen ja käytön aikana kohdistuvat kuormitukset aiheuta lujuutta tai vakautta haittaavia muodonmuutoksia, sortumista eikä rakennuksen muiden osien taikka asennettujen laitteiden tai kiinteiden varusteiden vaurioitumisia. Erilaiset kuormitustilanteet, joihin rakennuksen elinkaaren aikana on syytä varautua, on toteutettu Eurokoodissa rajatilamitoituksen avulla. (Ympäristöministeriö 2021b)

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista (477/2014) vaatii, että rakenteen suunnittelussa ja toteutuksessa on otettava huomioon rakennuksen tai rakenteen riskialttius sekä mahdollisen vian tai vaurion otaksutut seuraamukset. Seuraamusten

vakavuuden huomioimista varten määritetään rakennukselle seuraamusluokka, joka vaikuttaa suoraan epäedullisten kuormien osavarmuuksiin kuormakertoimen  $K_{FI}$  kautta. Eurokoodin mukaiset seuraamusluokat on määritetty ympäristöministeriön asetuksessa 3/16 ja ne ovat:

- CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten *tai* pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.
- CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten *tai* merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.
- CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten *tai* hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.

Rakennesuunnitelmissa tulee esittää myös toteutusta koskevat vaatimukset. Vaatimukset voidaan esittää määrittämällä koko rakennuskohteelle, yksittäiselle rakenneosalle tai tietylle yksityiskohdalle toteutusluokka (eurokoodien kanssa käytettävien toteutusstandardien mukainen), ympäristöolosuhteet huomioiva rasitusluokka sekä toleranssiluokka. (Ympäristöministeriö 2016, s. 10)

Jotta eurokoodin mitoitusäännöt ovat voimassa, asetetaan rakennustyön tarkkuudelle vaatimuksia. Mittapoikkeamien vaatimukset on esitetty toteutusstandardeissa. Samoin eurokoodien mitoitusääntöjen kanssa yhteensopivat rakennustuotteiden tuotestandardit on huomioitu CE-merkintäprosessissa. (SFS 2019/11 2019, s. 14)

Suunnitelmiin määritetään rakenteen suunniteltu käyttöikä. Tavanomaisten rakennusten suunniteltuna käyttöikänä pidetään vähintään 50 vuotta. Merkittävät arvorakennukset tai tietyt rakennekokonaisuudet suunnitellaan 100 vuoden käyttöiälle. Työn tekijän kokemus on, että 100 vuoden käyttöikä on yleistynyt tavanomaisemmankin rakentamisen yhteydessä. Suomen kansallisen liitteen mukaisesti suunniteltu käyttöikä tulee huomioida luonnonkuormia määritettäessä. (Ympäristöministeriö 2016, s. 12)

## 2.3 Suunnittelutehtävien vaativuus ja laadunvarmistus

Suunnittelun merkitystä rakentamisen laadun parantamiseksi korostettiin alan lainsäädännön kokonaisuudistuksen (132/1999) yhteydessä. Valtioneuvoston asetuksen perustelumuistiossa vuodelta 2015 mainitaan, että lainsäädännön luoman vaativuusluokitusjärjestelmän voidaan todeta vakiinnuttaneen asemansa 15 vuoden voimassaolon aikana. Suunnittelun ja muun rakennushankkeen toiminnan ammattimaistumisen todetaan parantaneen suunnittelun ja rakentamisen laatua jossain määrin. (Ympäristöministeriö 2015c, s. 2)

Maankäyttö- ja rakennuslaissa on määritelty yleiset rakentamista koskevat edellytykset, rakentamisen lupamenettely sekä viranomaisvalvonta. Ympäristöministeriö ylläpitää Suomen rakentamismääräyskokoelmaa, johon on koottu maankäyttö- ja rakennuslain nojalla annetut tarkemmat rakentamista koskevat säännökset, rakentamismääräykset ja ministeriön ohjeet. (Ympäristöministeriö 2021b)

Rakennushankkeeseen ryhtyvän on huolehdittava, että rakennus suunnitellaan sekä toteutetaan rakentamista koskevien säännösten ja määräysten, hyvän rakennustavan sekä myönnetyn luvan mukaisesti. Lainsäädäntö asettaa rakennushankkeeseen ryhtyvän vastuuseen myös siitä, että rakennushankkeessa on kelpoisuusvaatimukset täyttävät suunnittelijat. Riittävää asiantuntemusta ja ammattitaitoa vaaditaan myös työnjohtajilta ja muilta rakennushankkeessa toimivilta heidän tehtäviensä vaativuus huomioon ottaen. (Ympäristöministeriö 2021b)

Rakennushankkeen vaativuus määritellään lupaprosessin yhteydessä. Rakentamisen ohjausjärjestelmän vakiintunut ja keskeinen osa muodostuu rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokituksesta osana suunnittelijoiden kelpoisuussääntelyä. Viranomaisen tehtävänä on määrittää hankekohtaisesti suunnittelutehtävien vaativuus sekä hyväksyä siihen kelpoinen suunnittelija. (Ympäristöministeriö 2015c, s. 2-3)

Rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokat on määritetty valtioneuvoston asetuksessa 214/2015 ja ovat täten velvoittavia. Kantavien rakenteiden suunnittelutehtävien vaativuusluokat ovat: vähäinen, tavanomainen, vaativa ja poikkeuksellisen vaativa. Asetuksen taustamateriaalina julkaistussa perustelumuistiossa on säätelyn keskeiseksi tavoitteeksi mainittu selkeyttää ja yhtenäistää suunnittelutehtävien vaativuuden määräytymistä. Ympäristöministeriö on julkaissut



myös ohjeen rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista. Ympäristöministeriön perustelumuistio sekä ohjeet eivät ole velvoittavia, mutta ne on julkaistu asetuksen yhtenäisen soveltamisen tueksi. Vaativuusluokan määräytymiseen vaikuttavat esimerkiksi rakennuksen koko, käyttötarkoitus ja tekniset vaatimukset, kuormitukset, suunnittelu-, laskenta- ja mitoitusmenetelmien sekä kantavien rakenteiden vaativuus. Tällä lainsäädännöllä on pyritty entistä paremmin määrittelemään, millaista asiantuntemusta kussakin suunnittelutehtävässä vaaditaan. Samassa rakennushankkeessa voi olla suunnittelutehtäviä, jotka kuuluvat eri vaativuusluokkiin. (Valtioneuvoston asetus rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokkien määräytymisestä 214/2015, 3 luku; Ympäristöministeriö 2015b, s. 3; Ympäristöministeriö 2015c, s. 1-2)

Kantavien rakenteiden suunnittelutehtävä lukeutuu vaativaan luokkaan, jos rakennuksessa on yli kaksi kerrosta tai se on muutoin kooltaan suuri. Tehtävä katsotaan vaativaksi myös, jos rakennuksen koko, kuormat tai muut ominaisuudet aiheuttavat kantaville rakenteille korkeat tekniset tai toiminnalliset vaatimukset. Esimerkkinä mainitaan raskaasti kuormitetut rakenteet, joihin kohdistuu suuria pistekuormia tai dynaamisia kuormia. Rakenteiden erityisominaisuudet kuten poikkeava muotoilu tai epätavallisen materiaalin käyttö määrittävät myös suunnittelutehtävän luokkaan vaativa. (Ympäristöministeriö 2015b, s. 8; Ympäristöministeriö 2015c, s. 9-10)

Poikkeuksellisen vaativan kantavien rakenteiden suunnittelutehtävän määräytyminen on jaettu laissa kolmeen pääkohtaan. Kohdan yksi mukaisesti suunnittelutehtävä on poikkeuksellisen vaativa rakennuksen koon, kuormien tai muun ominaisuuden aiheuttaessa kantaville rakenteille poikkeuksellisen korkeat tekniset tai toiminnalliset vaatimukset. Poikkeuksellisen vaativien suunnittelutehtävien piiriin kuuluvat korkeat rakennukset (yli 12 kerrostasoa) tai muodoltaan erityisen hoikat tai muutoin poikkeuksellisen muotoiset rungot, esimerkkinä vinot rungot. Myös poikkeuksellisen korkea, yksittäinenkin, kerroskorkeus voi määrittää rakennuksen kuuluvaksi poikkeuksellisen vaativaan luokkaan. (Ympäristöministeriö 2015b, s. 9; Ympäristöministeriö 2015c, s. 10;)

Asetuksen 214/2015 yhdeksännen pykälän kohdassa kaksi mainitaan suunnittelutehtävät, jotka edellyttävät uusien tai muutoin erittäin vaativien suunnittelu-, laskenta- tai mitoitusmenetelmien käytön määrittävän suunnittelutehtävästä poikkeuksellisen vaativan. Tällaisten erittäin vaativien tai poikkeuksellisen vaativien rakenteiden

suunnittelijalta vaaditaan teoreettisten perusteiden ja suunnittelumenetelmien poikkeuksellisen syvällistä hallintaa. Ympäristöministeriön ohjeessa mainitaan esimerkkeinä myös poikkeukselliset liitto- ja erikoisrakenteet sekä erittäin vaativien ratkaisujen tuotekehitys. (Valtioneuvoston asetus rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokkien määräytymisestä 214/2015, § 9; Ympäristöministeriö 2015b, s. 9)

Kolmannessa kohdassa määritettäessä suunnittelutehtävän poikkeuksellisen vaativaa luonnetta mainitaan rakenteet, jotka kuuluvat vakavien seuraamusten ryhmään. Seuraamukset ovat asetuksen 477/2014 mukaisesti vakavia, kun rakenteen mahdollinen vika tai vaurio voi aiheuttaa suuria henkilövahinkoja tai hyvin suuria yhteiskunnallisia vaikutuksia. Kantavien ja jäykistävien rakenteiden suunnittelu rakennukseen, joissa oleilee samanaikaisesti suuri joukko ihmisiä, kuten stadionit tai lentotermiinalit, lukeutuu tämän myötä poikkeuksellisen vaativiin suunnittelutehtäviin. (Valtioneuvoston asetus rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokkien määräytymisestä 214/2015, § 9; Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014, § 4; Ympäristöministeriö 2015c, s. 11)

Maankäyttö- ja rakennuslain § 120 määrittää suunnittelijoiden kelpoisuusvaatimukset, jotka täten siirrettiin lain tasolle vuonna 2014. Ympäristöministeriö on julkaissut ohjeen kyseiseen lakipykälään liittyen, joka muiden ohjeiden tavoin ei ole velvoittava, vaan annettu lain yhtenäisen soveltamisen tueksi. Laissa määritetään, että suunnittelijat ovat luonnollisia henkilöitä, joten kelpoisuusvaatimukset ovat henkilöön kohdistettuja, eivätkä henkilön edustamaan yritykseen tai muuhun taustaorganisaatioon. Lakipykälän kelpoisuusvaatimuksissa määritellään soveltuva tutkinto sekä vaadittava määrä työkokemusvuosia. (Laki maankäyttö- ja rakennuslain muuttamisesta 41/2014 § 120; Ympäristöministeriö 2015a, s. 5-6; Ympäristöministeriö 2015c, s. 3)

Suomessa toimii rakennusalan henkilöpäteyyksiä toteava ja pätevyysrekisteriä ylläpitävä yritys FISE Oy. Lain mukaan on rakennusvalvontaviranomaisen tehtävä määrittää hankekohtaisesti sekä suunnittelutehtävän vaativuus että hyväksyä siihen kelpoinen suunnittelija. FISE:n ylläpitämän pätevyysrekisterin avulla rakennusvalvontaviranomaisen suorittama kelpoisuuden arviointi helpottuu, mutta kelpoisuus suunnittelutehtävään voidaan määrittää myös muutoin. (FISE 2021)

Ympäristöministeriön asetuksen 477/2014 § 7 määrittää rakennesuunnittelijan huolehdittavaksi rakennesuunnitelmien laadunvarmistus. Suunnitelmien

laadunvarmistuksen piiriin kuuluvat rakennesuunnittelijan laatimat laskelmat, piirustukset ja tekstiasiakirjat sekä muut suunnittelijan tuottamat suunnitelmätiedot. Useimmilla keskisuurilla ja suurilla insinööritoimistoilla on oma laatujärjestelmä, joka on tyypillisesti sertifioitu yhden tai useamman ISO 9000 -sarjan standardin mukaisesti. Laki määrittelee ns. kolmannen osapuolen tarkastuksen koskemaan seuraamuksiltaan vakavien rakenteiden suunnitelmia tai suunnittelutehtäviä, joiden vaativuusluokka on poikkeuksellisen vaativa tai erittäin vaativa. (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014, § 7; Ympäristöministeriö 2016, s. 11)

Rakenteiden toteutuksen työsuunnitelman sisällöstä toteutuksen laatusuunnitelman osalta on säädetty velvoittaen asetuksessa 477/2014, § 9. Suomen suurimpien kuntien rakennusvalvonnat ovat laatineet yhdessä alan toimijoiden kanssa rakentamisen yhteiset Topten -käytännöt, joiden tavoitteena on yhtenäistää alan vaatimuksia koko maassa. Topten-ohjekortteja on tuotettu yli kymmenen vuoden ajan ja huhtikuussa 2021 yhteensä 30 Suomen kuntaa on mukana rakentamisen Topten -käytännöissä. Topten-ohjekorteista löytyy myös vuonna 2018 julkaistu ohje: ”RAK01A Kantavien rakenteiden laatusuunnitelma ja laadunvarmistusmenettely”, jossa on yksilöity rakennusvalvonnan edellyttämät kantavien rakenteiden toteutuksen laadunvarmistukseen liittyvät erityistoimenpiteet liittyen kaikkiin seuraamusluokan CC3 hankkeisiin sekä seuraamusluokan CC2 hankkeisiin, poissulkien normaalirakenteiset pientalot. Rakennusvalvonnat kokevat, että asetuksen ja kantavien rakenteiden toteutusstandardien tuntemus on ollut vähäistä, jolloin tilanteeseen liittyy erityinen riski, että rakenteellisen turvallisuuden vaatimuksia ei saavuteta. (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014, § 9; Rakentamisen yhteiset Topten-käytännöt 2021; Topten-rakennusvalvonnat 2018, s. 1-2)

Rakenteiden kelpoisuuden toteaminen on rakennushankkeeseen ryhtyvän vastuulla ympäristöministeriön asetuksen 477/2014 mukaisesti. Rakenteille ja rakennustuotteille asetettujen vaatimusten täyttyminen on todettava. (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014)

## **2.4 Seinämäisen palkin rajatilamitoitus ja kuormitukset**

Tässä tutkimuksessa rakennuksen kuormitusten määrittely toteutetaan eurokoodien ja niiden kansallisten liitteiden mukaisesti. Eurokoodi määrittelee rakenteiden mitoituksessa

huomioitavat kuormat rajatilamitoituksen avulla huomioiden myös eri mitoitustilanteet, joita rakennuksen elinkaaren aikana todennäköisesti esiintyy. Tässä työssä ei syvennyttä kuormitusyhdistelmien määräytymisperusteisiin. Normaalisti vallitsevien mitoitustilanteiden lisäksi todellinen rakenne tulee mitoittaa onnettomuus- ja palotilanteiden kuormitusyhdistelmillä, jotka on kuitenkin rajattu tämän työn ulkopuolelle.

Rakenteen vaatimustenmukaisuus osoitetaan erikseen murto- ja käyttörajatiloissa. Teräsbetonirakenteeseen liittyvät rakennusmateriaalikohtaiset erityispiirteet huomioidaan erityisesti käyttörajatilamitoituksessa, jossa betonin kutistumisesta ja virumasta aiheutuvat mahdolliset lisämuodonmuutokset otetaan huomioon. Teräsbetonirakenteiden seinämäisten palkkien käyttörajatilatarkastelu sisältää tyypillisesti halkeamaleveys- ja taipumarajatilat sekä jännitysten rajoittamisen.

Eurokoodin periaatesäännön mukaisesti betonirakenteen halkeilua tulee rajoittaa siten, ettei rakenteen asianmukainen toiminta tai säilyvyys heikenny tai halkeilu vaikuta ulkonäköön kielteisesti. Niin ikään periaatesäännöllä määritetään, että jos halkeilun rajoittamista vaaditaan, rakenteessa tulee olla tartunnallista raudoitusta vähimmäisraudoituksen verran halkeamien rajoittamiseksi alueilla, joissa voi esiintyä vetoa. Minimiraudoituksen määrä perustuu tilanteeseen, jossa vetorasitettuun betoniin juuri ennen halkeamista kehittynyt vetovoima ei saa aiheuttaa raudoitteen jännityksen nousua myötörajalta, kun halkeilu alkaa. Myös raudoituksen jännityksen rajaaminen myötörlujuutta alhaisemmalle tasolle voi olla tarpeen halkeamaleveyksien rajoittamiseksi. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 118-119)

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014 § 5 sisältää maininnan muun muassa rakennejärjestelmän rakenteellisen toiminnan ja jäykistämistä kuvaavan rakennemallin esittämisestä osana rakennesuunnitelmia sekä kyseeseen tulevista onnettomuusmitoitustarkasteluista. Jäykistysjärjestelmästä aiheutuvat lisärasitukset tai rakennuksen onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokan mukaiset vaateet rakennuksen ja rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistamiseksi tulee sisällyttää rakenneosan laskelmiin. Erityisesti korkeissa rakennuksissa laatastolta tulevat vaakakuormat saattavat alimmissa kerroksissa aiheuttaa jäykistävälle teräsbetoniseinälle huomattavan suuria leikkausjännityksiä. Eurokoodin periaatesäännön 5.2 (2)P mukaisesti epätarkkuudet huomioidaan normaalisti vallitsevissa murtorajatiloissa ja

onnettomuustilanteissa. Käyttörajatiloissa epätarkkuuksia ei tarvitse ottaa huomioon. (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014, § 5; SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 54)

## 2.5 Materiaaliominaisuudet

### 2.5.1 Betoni

Rakennusaineena betoni luokitellaan tyypillisesti puristuslujuuden perusteella. Kovettuneen betonin ominaisuuksiin vaikuttavat eniten betonin koostumuksessa kiviaineen ja sementin laatu sekä veden suhteellinen määrä. Betonin fysikaalisia ominaisuuksia säätelee eniten veden kanssa reagoinut (hydratoitunut) sementti eli sementtikivi. Materiaalina betoni ei ole homogeenistä, eikä sementin hydrataatiotuotteistakaan muodostu kiinteää homogeenistä ainetta. Sementtikivi sisältää aina huokosia ja huokosrakenne onkin yksi betonin mekaanisiin ominaisuuksiin sekä kestävyyyteen merkittävästi vaikuttava tekijä. (Leskelä 2008, s. 27-28)

Kiviainesrakeiden ja sementtikiven liittymäpintojen ominaisuudet poikkeavat pelkän sementtikiven ominaisuuksista. Sementtikivellä on liittymissä suurempi huokoisuus sekä suurempi kalsiumhydroksidipitoisuus. Tasaisesti (aksiaalisesti) puristusrasitettuun betonikappaleeseen kehittyä sen raerakenteen heterogeenisyyden takia moniakselinen epätasainen jännitystila, jossa esiintyy paikallisia vetojännityksiä. Nämä vetojännitykset aiheuttavat mikrohalkeamia sementtikiven ja kiviainesrakeiden liittymäpinnoille. Mikrohalkeamien muodostuminen liittymiin alkaa jo kuormituksen suuntaisen jännityksen ollessa 15-30 % lujudesta. Kohtalaisen alhainen jännitystaso aiheuttaa myös sementtikiven halkeilua. Betonin sisäinen halkeilu aiheuttaa dilataatiota eli tilavuuden kasvua. (Leskelä 2008, s. 27-28)

Ulkoisen kuorman suuntaiset jännitykset ovat suurempia kiviainesrakeissa kuin sementtimatriisissa, kun kyseessä on normaalikiviaineksinen betoni. Kuormitusuuntaa vasten kohtisuorasti muodostuu sekä puristus- että vetojännityksiä, jotka ovat keskenään tasapainossa. Mikrohalkeamien määrä alkaa kasvaa tasaisesti, kun jännitys kuormitus suunnassa on noin 40 % puristuslujuudesta. Jännityksen kasvaessa noin 70-80 %:iin puristuslujuudesta halkeamat leviävät sementtimatriisiin pääasiassa kuormituksen suuntaisina ja ne kulkevat myös kiviaineksen läpi. Jännityksen kasvaessa

edelleen suuremmaksi, yhtyvät erilliset mikrohalkeamat suuremmiksi ja puristuslujuus saavutetaan, kun halkeamilla on ns. kriittinen pituus. (Leskelä 2008, s. 28-29)

Betonikappaleen puristusmurto on äkillinen tapahtuma. Lopullinen murtuminen tapahtuu, kun puristusvoiman suuntaiset, useiden vierekkäisten halkeamien erottamat, kapeat puristussauvat nurjahtavat. Ulkonaisesti betonin murtuessa puristusrasitettuna rakenne halkeilee kauttaaltaan kuorman suuntaisesti. Edellä kuvatusta halkeilusta aiheutuu betonin jännitys-muodonmuutosyhteyden epälineaarisuus sekä pehmenevä käyttäytyminen puristettuna. (Leskelä 2008, s. 28-29; Nykyri 2013, s. 33)

Materiaaliominaisuuksiin vaikuttaa merkittävästi betoniteknologiset keinot, kuten sementin laatu ja vesi-sementtisuhte. Betonin koostumuksen lisäksi ominaisuudet ovat riippuvaisia käytetyistä valmistus- ja valumenetelmistä sekä jälkihoidosta. (Nykyri 2013, s. 33)

Eurokoodi (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 36) määrittelee poikkileikkauksen mitoituksessa käytettävän betonin jännitys-muodonmuutosyhteyden aksiaaliselle puristusrasitukselle seuraavien kaavojen mukaisesti:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (1)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (2)$$

missä  $\sigma_c$  on betonin puristusjännitys [MPa],  
 $f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden (lieriölujuus) mitoitusarvo [MPa],  
 $\varepsilon_c$  on betonin muodonmuutos, puristuma, joka ilmoitetaan positiivisena [%],  
 $\varepsilon_{c2}$  on betonin muodonmuutos maksimilujuuden saavuttamiskohdassa eurokoodin mukaisesti [%],  
 $\varepsilon_{cu2}$  on betonin murtopuristuma eurokoodin mukaisesti [%],  
 $n$  on eksponentti eurokoodin taulukon mukaisesti.

Myös muita yksinkertaistettuja jännitys-muodonmuutosyhteyksiä voidaan käyttää, kunhan ne ovat edellä esitetyn kaavan määrittelyn kanssa samanarvoisia tai siihen nähden varmalla puolella. Betonin puristuslujuuteen vaikuttaa kuormituksen kesto aika, joka on

huomioitu puristuslujuuden mitoitusarvossa kertoimella  $\alpha_{cc}$ . Suomen kansallinen liite määrittelee kertoimelle arvon 0,85, kun taas eurokoodin suositusarvo on 1. (Ympäristöministeriö 2019, s. 15; SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 35)

Teräsbetonirakenteita suunniteltaessa betonin virumisen ja kutistumisen vaikutukset rakenteen muodonmuutoksiin on huomioitava. Eurokoodimitoituksessa periaatesäännön mukaisesti käyttörajatilassa betonin puristusjännitystä tulee rajoittaa jännityksen suuntaisten halkeamien, mikrohalkeamien tai suuren virumisen esiintymisen välttämiseksi siinä määrin, että nämä ilmiöt estäisivät rakenteen hyväksyttävän toiminnan. Jännitysten suuntainen halkeilu, joka aiheutuu kuormien ominaisyhdistelmän vallitessa, voi johtaa rakenteen säilyvyyden heikentymiseen. Pitkäaikaskuormien vaikutuksesta johtuva jännitystaso määrittää puolestaan virumisen lineaarisuuden tai epälinearisuuden. (SFS-EN 1992-1-1 AC 2015, s. 31, 117)

Kun määritellään betonin halkeamaleveyksiä tai lasketaan betonin vetojäykistysvaikutusta, käytetään betonin vetolujuutena arvoa  $f_{ctm}$ . Eurokoodin mukainen minimiraudoituksen laskenta perustuu samaan arvoon, jos halkeilun syntyminen on odotettavissa 28 vuorokauden iän jälkeen. Tällöin on voimassa oletamus, että jännityksiä ja taipumia laskettaessa poikkileikkausta tarkastellaan halkeilemattomana, jos taivutusta vastaavat vetojännitykset eivät ylitä vetolujuutta  $f_{ctm}$ . (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 117)

### 2.5.2 Betoniteräksset

Suomessa teräsbetonirakenteissa tyypillisesti käytetty hitsattava kuumavalssattu harjaterästanko on standardin SFS-EN 10080 soveltamisalaan kuuluvan standardin SFS 1300 mukaista, tyyppihyväksyttyä, harjateräslaatua B500B. Eurokoodin mukaisesti raudoitukselle voidaan käyttää jännitys-venymäyhteyden mallina vaihtoehtoisesti jompaakumpaa kuvassa 1 esitetyistä materiaaalimalleista. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 41)

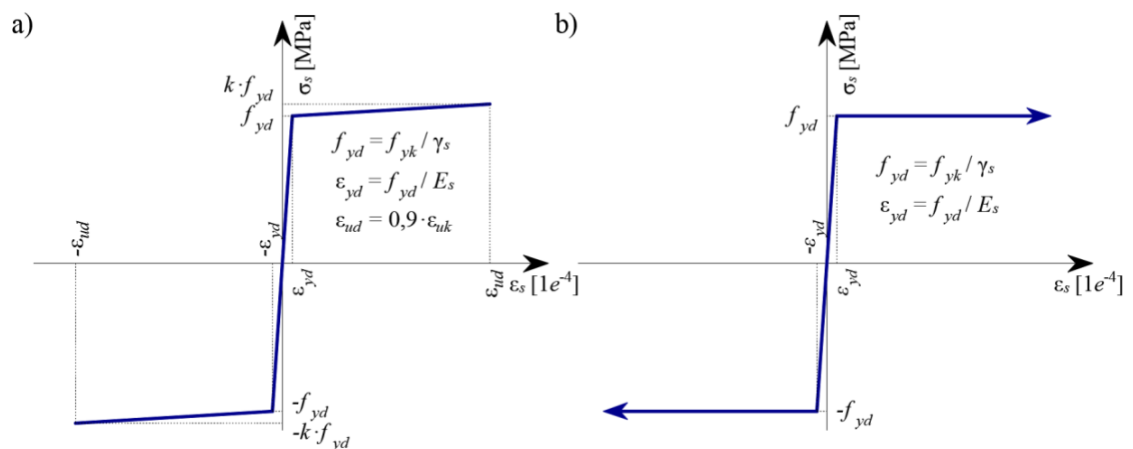
Kimmoplastisella materiaaalimallilla tarkoitetaan tilannetta, jossa jännitys nousee muodonmuutoksen sallittuun yläraja-arvoon  $\varepsilon_{ud}$  asti. Eurokoodin mukaisesti sitkeysluokan B teräkselle on määritelty suurintaa voimaa vastaavan venymän ominaisarvoksi  $\varepsilon_{uk} = 5 \%$ . Eurokoodin suositusarvo muodonmuutoksen yläraja-arvolle on  $\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk}$ . Suomen kansallinen liite määrittelee muodonmuutoksen ylärajaksi  $\varepsilon_{ud} = 1 \%$ , kun käytetään nousevaa jännitystä. Jännitys määritellään kuvan 1 a) suorasta,

missä  $k$  on lujussuhde, jonka arvo esitetään eurokoodin velvoittavassa liitteessä C kaavan (3) mukaisesti:

$$k = \left( \frac{f_t}{f_y} \right)_k \quad (3)$$

missä  $f_t$  on betoniteräksen vetolujuus [MPa],  
 $f_y$  on betoniteräksen myötölujuus [MPa].

Ideaalikimmoplastisella materiaalimallilla tarkoitetaan tilannetta, jossa jännitys pysyy vakiona myötörajan saavuttamisen jälkeen. Tällöin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 41, 200; Ympäristöministeriö 2019, s. 16)



Kuva 1. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-muodonmuutosyhteys sekä mitoituskuvaajat eurokoodin mukaisilla suositusarvoilla. Kuvaaja a) nouseva jännitys ja kuvaaja b) ideaalikimmoplastinen materiaalimalli. (IDEA StatiCa 2020, luku 5.1.3)

Kansallisessa liitteessä on täsmennetty, että standardin SFS-EN 1992-1-1 suunnittelusäännöt eivät ole voimassa ruostumattomille betoniteräksille, pinnoitetuille betoniteräksille tai betoniteräksille, joiden myötölujuus on yli 600 MPa. Edellä mainittuja teräksiä voidaan käyttää eurokoodisuunnittelussa, mutta niiden soveltamissääntöjen voimassaolo on osoitettava. (Ympäristöministeriö 2019, s. 16)

Ruostumattoman teräksen osalta on erityismainintana, että sen jännitys-muodonmuutosyhteys poikkeaa edellä mainitusta harjaterästangon (hiiliterästä) kuvaajasta. Tämän lisäksi ruostumattoman betoniteräksen eri teräslajien jännitys-muodonmuutosyhteydet poikkeavat toisistaan. (Ympäristöministeriö 2019, s. 16)



Eurokoodin periaatesäännön mukaisesti raudoituksen vetojännityksiä tulee rajoittaa käyttörajatilassa siten, että vältetään raudoituksen epälineaarinen venyminen ja täten myös halkeamaleveydet ja taipuma pysyvät sallituissa rajoissa. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 117)

### 2.5.3 Teräsbetoni

Betonirakenteita voidaan toteuttaa raudoittamattomina rakenteina eurokoodin ohjeiden mukaisesti, jos rakenteeseen kohdistuu lähinnä puristavia normaalivoimia. Tässä työssä käsitellään kuitenkin vain raudoitettuja betonirakenteita eli teräsbetonirakenteita, joissa raudoitus ja betoni toimivat yhdistelmämaterialina. Materiaaliensa puolesta raudoitettu betonirakenne ei ole homogeeninen, mutta halkeilemattomana (betonin vetolujuutta ei ole vielä ylitetty missään osassa rakennetta) sitä voidaan laskennallisesti sellaisena käsitellä. Raudoitus alkaa toimia tehokkaasti vasta, kun betoni halkeilee ja tämän vuoksi raudoituksella ei ole suurta merkitystä halkeilun alkamiseen. Teräsbetonirakenteen toiminta perustuukin betonin ja teräksen kontaktiin eli tartuntaan, jonka myötä muodonmuutokset ja jännitykset siirtyvät materiaalien välillä. Halkeilun alettua vetovoimat siirtyvät halkeamien esiintymiskohdissa betonilta raudoitukselle, josta aiheutuu pääjännityksien suuntien muuttuminen siten, että raudoituksen vetojännitys ja betonin puristusjännitys ovat tasapainossa. Halkeilleen rakenteen käyttäytyminen on pääasiassa riippuvaista veto- ja leikkausraudoituksen määrästä. (Leskelä 2008, s. 74-75, 243; Nykyri 2013, s. 54)

Teräsbetonirakenteet raudoitetaan tyypillisesti niin, että rakenteen vetorasitetuilla alueilla raudoitus antaa rakenteelle vetokestävyyttä, kun taas betoni vastaa rakenteen hyvästä puristuskestävyydestä. Raudoitusta käytetään myös vahvistamaan puristusrasitettua betonia sijoittamalla rakenteeseen sekä puristusjännityksen suuntaista että sitä vastaan kohtisuoraa raudoitusta estämään puristusjännityksen aiheuttamaa laajenemista. (Nykyri 2013, s. 54; Leskelä 2008, s. 74)

Teräsbetonirakenteessa betoni suojaa raudoitusta parantaen täten rakenteen säilyvyyttä. Betonin ja teräksen lämpötilakertoimet ovat likimain samansuuruiset, jolloin suuristakaan lämpötilamuutoksista ei aiheudu rakenteeseen ylimääräisiä rasituksia materiaalien välisistä muodonmuutoseuroista. Betonin kyky sitoa lämpöä tulipalotilanteessa hidastaa raudoituksen lämpenemistä ja pehmenemistä. (Nykyri 2013 s.54)

Kun betonin vetojännitys ylitetään, syntyy teräsbetonirakenteeseen halkeamia. Halkeilleessa betonissa raudoitukseen syntyy halkeaman kohdalle jännityshuippu. Tämä jännityshuippu vaikuttaa halkeamassa paikallisesti, kun taas halkeamien välillä betoniin jää tehollinen vetovoima, jonka suuruus muuttuu raudoitteen pituuskoordinaatin suhteen. Rakenteen halkeillessa aktivoituvat myös ankkurivoimat betonin ja raudoituksen välillä. Betoni ottaa osan poikkileikkauksen kokonaisvetovoimasta, jolloin raudoituksen jännitys ja venymä pienenee ja täten ilmiö jäykistää raudoitusta. Koko rakenteen aksiaalijäykkyys muodostuu tehollisesta keskiarvojäykkyystä, jonka halkeaman kohdan raudoituksen jäykkyys sekä halkeamien välissä raudoitteen ja betonin aksiaalijäykkyyksien kombinaatio muodostavat. Tätä ilmiötä kutsutaan betonin vetojäykistysvaikutukseksi (engl. tension stiffening), jonka ansiosta koko rakenteen tehollinen keskiarvojäykkyys on koko ajan pelkän raudoituksen jäykkyyttä suurempi. (Leskelä 2008, s. 76, 353)

Ensimmäisten halkeamien muodostuttua betonin vetojännitys rakenteen halkeamattomalla osalla voi vielä nousta kuorman kasvun myötä. Uusia halkeamia muodostuu, kun betonin vetolujuus ylitetään. Raudoituksen vetojännitys kasvaa jokaisen halkeaman kohdalla ja halkeamien muodostuminen jatkuu niin kauan, kun betonin jännitys halkeamien välissä voi saavuttaa vetolujuuden  $f_{ct}$ . Tämän jälkeen halkeamien määrä on saavuttanut loppuarvonsa eikä halkeamien väli enää pienene. Tällöin rakenne on saavuttanut ns. stabiloituneen halkeilutilan. Halkeamassa vaikuttava raudoituksen jännityshuippu aiheuttaa materiaalien venymäeron takia ankkuroinnin luistamista eli ankkurointiiliukumista. Ankkuroinnin luistamista esiintyy halkeaman molemmilla puolilla betonin ja teräksen välillä, pienentäen betonin vetolujuuden ylläpidon mahdollisuutta. Jos stabiloituneen halkeilutilan saavuttaneen rakenteen vetorasitus edelleen kasvaa, ankkurointiluisto lisääntyy ja halkeamaleveydet suurenevät. (Leskelä 2008, s. 77; Nykyri 2013, s. 210)

## 2.6 Rakenneanalyysi

Eurokoodi SFS EN 1992-1-1:n luvussa viisi käsitellään erilaisia rakenneanalyyssejä, joista määritellään periaatesääntönä kohdassa 5.1.1: ”Rakenneanalyysissä selvitetään joko voimasuurejakautumat tai jännitysten, muodonmuutosten ja siirtymien jakaumat koko rakenteessa tai rakenteen osassa. Tarvittaessa tulee suorittaa paikallinen analyysi.” Kohtaa on täsmennetty huomautuksella, jossa mainitaan useimpien tavallisten tapausten rakenneanalyysissä selvitettävät voimasuurejakautumat, jolloin poikkileikkausten

kestävyys osoitetaan kokonaan näihin kuormien vaikutuksiin perustuen. Voimasuureiden sijaan tietyt rakenneosien analyysimenetelmät (esimerkiksi elementtimenetelmä) antavat lopputuloksena jännityksiä, muodonmuutoksia ja siirtymiä. Kun edellä mainittuja tuloksia käytetään vaatimuksenmukaisuuden osoittamiseen, tarvitaan tulosten tulkitsemiseen erityistä jälkiprosessointia.

Eurokoodi määrittelee periaatesääntönä, että rakenneanalyysi tulee suorittaa sekä rakenteen geometrian että toiminnan idealisointeja käyttäen. Valittavien idealisointien tulee olla tarkoituksenmukaisia tarkasteltavan ongelman kannalta. Soveltamissääntönä mainitaan, että analyysissä käytettäviä yleisiä idealisointeja ovat lineaarisen kimmoteorian mukainen toiminta; plastisuusteorian mukainen toiminta, sisältäen myös ristikkoanalogiaan perustuvan analyysin; epälineaarinen toiminta. (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 53)

Tavanomaisessa tekniseen taivutusteoriaan perustuvassa laskennassa on totuttu käyttämään termeinä voimasuureita: normaali- ja leikkausvoima sekä taivutus- ja vääntömomentti. Nämä rasitukset ovat todellisuudessa sovitun koordinaatiston mukaisesti määritellyjä poikkileikkauksen voimajakauman yhdistämistuloksen komponentteja, joille käytetään myös nimitystä jännitysresultantti. Todellisuudessa esimerkiksi tavanomaisessa palkissakin vaikuttaa ainoastaan pääjännityksiä, joiden suuruus ja suunta on totuttu määrittelemään edellä mainittuja teknisiä käsitteitä käyttäen. Pääjännitykset ovat jännitystilän normaalijännityksen ääriarvoja ja ne voidaan tarvittaessa jakaa komponentteihin. Betonissa esiintyvät ilmiöt, kuten halkeilu, syntyvät kuitenkin aina pääjännitysten seurauksena, eivätkä ne aiheudu muista yksittäisistä jännityskomponenteista. Pääjännitysten kulku rakenteessa voidaan kuvata jännitysten suuntaviivojen eli trajektorien avulla. (Leskelä 2008, s. 74-75)

### **2.6.1 Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi**

Rakenneosien analysointi kimmoteorian perusteella voidaan toteuttaa sekä murto- että käyttörajatilassa. Kimmoteoriaan perustuvissa menetelmissä voimasuureiden ratkaiseminen tapahtuu aina lineaarisen yhtälöryhmän käsittelyn avulla. Kuormien vaikutusten määrittämistä varten voidaan suorittaa lineaarisen analyysi, olettaen että:

- a) poikkileikkaukset ovat halkeilemattomia
- b) jännitys-muodonmuutosyhteys on lineaarinen

c) kimmokertoimelle on määritettävissä keskimääräinen arvo.

Eurokoodin mukaan lineaarisen analyysin murtorajatilán laskennassa lämpötilan muutoksista aiheutuvat muodonmuutokset sekä painumien ja kutistuman vaikutukset otetaan huomioon käyttämällä halkeilleen poikkileikkauksen pienennettyä taivutusjäykkyyttä. Näiden lisäksi myös viruman vaikutukset otetaan huomioon, mutta vetojäykistysvaikutus jätetään huomioimatta. Käyttörajatilán laskennassa otetaan huomioon lisääntyvän halkeilun myötä tapahtuvat muutokset jäykkyyteen. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 60)

Palkin tekninen taivutusteoria on vain likimäärin voimassa, jos palkkia rasittaa puhtaan taivutuksen lisäksi esimerkiksi leikkausvoima. Palkkiteorian käyttö johtaa yleensä teknisissä sovelluksissa riittävän tarkkaan teoriaan, joka on huomattavasti tarkkaa kimmoteoriaa yksinkertaisempi. Toinen yleisesti käytetty likimääräistys tehdään olettaen palkin poikkileikkauksen säilyttävän muotonsa deformaatioissa. Todellisuudessa myös puhtaan taivutuksen yhteydessä palkissa tapahtuu poikittaiskutistumista, mutta tämänkin ilmiön merkitys on kokonaisuuden kannalta vähäinen. (Salmi 2006, s. 212-214)

Betonin ja betoniterästen materiaaliyhtälöä on käsitelty tämän diplomityön luvussa 2.5. Aksiaalinen jännitystila on tavallisimmissa tapauksissa vallitseva, se esiintyy esimerkiksi taivutetun suorakaidepalkin puristetussa osassa, normaalisti hakaraudoitetussa pilarissa ja muissa vastaavissa prismaattisissa rakenteissa. (Leskelä 2008, s. 34-37)

Palkkien ja samantyyppisten rakenneosien häiriöttömät alueet ovat sellaisia, joiden poikkileikkaukset säilyvät likimain tasoina ennen ja jälkeen kuormituksen. Sen sijaan palkkien ja muiden rakenneosien epäjatkuvusalueilla tasot eivät säily tasoina, jonka vuoksi niiden analysointi palkin tekniseen taivutusteoriaan perustuen antaa virheellisiä tuloksia. Eurokoodin mukaan yksi vaihtoehto on suunnitella kyseiset alueet yksityiskohtineen ristikkomenetelmän mukaisesti. (SFS EN 1992-1-1 2015, s.105)

### **2.6.2 Plastisuusteorian mukainen analyysi, ristikkomenetelmä**

Eurokoodi määrittää periaatesääntönä, että plastisuusteorian mukaiseen analyysiin perustuvia menetelmiä tulee käyttää vain murtorajatilojen tarkistamiseen. Ristikkomenetelmä perustuu plastisuusteorian mukaiseen analyysiin, jossa käytetään alarajalauseita eli staattista lausetta. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 61; Leskelä 2008, s. 159)

Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 62) mukaisesti teräsbetonirakenne voidaan mitoittaa murtorajatilassa ristikkomenetelmää (engl. strut-and-tie) käyttäen, kun mitoituksen kohteena on sekä teknisen taivutusteoria mukaisia kohtia että epäjatkuvuuskohtia, joissa tekninen taivutusteoria ei ole paikallisesti voimassa. Myös rakenteiden yksityiskohtia voidaan mitoittaa käyttäen ristikkomenetelmää.

Vaikka plastisuusteorian mukaisen analyysin käyttö toisaalla eurokoodissa rajattiin vain murtorajatilatarkasteluun, voidaan eurokoodin mukaan ristikkomenetelmää käyttäen suorittaa myös käyttörajatilatarkasteluja, kuten teräsjännitys ja halkeamaleveys, kunhan ristikkomenetelmän edellyttämä sauvavoimien yhteensopivuus säilyy likimäärin. Tällöin erityisesti tärkeiden puristussauvojen sijainti ja suunta tulee asettaa lineaarisen kimmoteorian mukaisesti. Eurokoodi ohjeistaa halkeilun rajoittamiseen liittyen, että ristikkomenetelmää käytettäessä vetosauvojen voimia voidaan käyttää vastaavien teräsjännitysten laskemiseen halkeamaleveyttä arvioitaessa, kun puristussauvat on määritetty vastaamaan puristusjännitystrajektorioiden suuntia halkeilemattomassa tilassa. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 63, 118)

Ristikkomalli kehitetään tarkoituksenmukaiseksi käyttämällä kimmoteorian mukaisia jännitystrajektorioita ja -jakaumia. Ristikkomalli voidaan muodostaa myös johtamalla voimien kulku osasta toiseen. Ristikkomenetelmän mukainen malli koostuu vedetyistä ja puristetuista sauvoista, jotka liittyvät toisiinsa solmuilla. Ristikkomallin sauvavoimat tulee olla tasapainossa murtorajatilassa vaikuttavien kuormien kanssa. Teräsbetonirakenteessa betoniset puristusjännityskaistat edustavat puristussauvoja ja vetosauvat muodostuvat raudoituksesta. Vetosauvojen paikka ja suunta tulee valita vastaamaan raudoitusta. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 63.)

Ristikkomalli on pätevä ja toimiva tapa mitoittaa epälinearisuuksia sisältäviä rakenteita tai niiden osia, ja sen toteuttamisesta on kertynyt kirjallisuutta runsaasti. Ristikkomenetelmän puutteena pidetään laskentamallin ja muodonmuutostilan yhteensopivuuden tarkastamiseen soveltuvien keinojen puuttumista. Teoreettisesti voidaan muodostaa lukuisia hyväksyttäviä tasapainomalleja, mutta todellisuudessa näistä toteutuu vain yksi, jossa toteutuu yhteensopivuus muodonmuutostilan ja mekanismin välillä. Leskelä mainitsee myös kirjassaan, että ainoa keino todeta ristikkomallin todellisuus on toteuttaa se kimmoteorian mukaisten pääjännitysten jakautumisen mukaisesti. Täten saadaan käsitys halkeamien mahdollisesta kehittämisestä sekä

puristavien pääjännitysten muodostamista voimajakaantumista. Kyseinen ohje mainitaan myös eurokoodissa, kuten edellisessä kappaleessa todettiin. (Leskelä 2008, s. 160-161)

Ristikkomenetelmän yhdeksi merkittäväksi haasteeksi on työn tekijän kokemuksena osoittautunut sen tietokoneavusteisen käytön ongelmat. Vaikka varsinaisten ristikkomallin voimien laskentaan saadaan kohtuullisella työmäärällä valjastettua useampiakin laskentaohjelmia, on ristikkomallin luominen rinnastettavissa käsinlaskentaan. Talonrakentamisessa tyypillisesti esiintyvä seinämäinen palkki, jonka geometriassa esiintyy esimerkiksi oviaukkoja tai muita reikävarauksia, on ristikkomenetelmällä analysoituna ajankäytön suhteen erittäin haastava. Asia korostuu, kun huomioidaan rakennusprojektien tiivis aikataulutus sekä suuri todennäköisyys lähtötietomuutoksiin.

### 2.6.3 Epälineaarinen analyysi

Eurokoodi mainitsee paikallisten analyysien tarpeellisuuden olevan mahdollisesti tarpeen silloin, kun oletus muodonmuutoksen suoraviivaisesta jakaantumisesta ei päde, esimerkkinä mainitaan: tukien läheisyydessä; pistekuormien lähellä; pilarin ja palkin risteyskohdissa; terästen ankkurointialueilla; poikkileikkauksen geometrian muutoskohdissa. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 53)

Epälineaarisia analyysimenetelmiä voidaan käyttää murto- ja käyttörajatilassa, mikäli käytetään sopivaa epälineaarista materiaalimallia ja sekä tasapaino- että yhteensopivuusehdot toteutuvat. Geometrisesti analyysi voi olla lineaarinen tai epälineaarinen. Eurokoodin periaatesäännön mukaisesti epälineaarisia analyysimenetelmiä käytettäessä tulee käyttää jäykkyyttä realistisella tavalla esittäviä materiaaliominaisuuksia, jotka kuitenkin huomioivat myös vaurioitumiseen liittyvät epävarmuudet. Epävarmuudet otetaan riittävästi huomioon tarkastamalla murtorajatilassa paikallisten määräävien poikkileikkausten kyky sietää kaikkia analyysin osoittamia ei-kimmoisia muodonmuutoksia. Periaatesäännön mukaan on käytettävä vain käyttötarkoitukseen sopivia mitoitusmenettelyjä. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 63)

Hoikkien rakenneosien osalta, joissa normaalivoiman kuormittaman rakenneosan toisen kertaluvun vaikutuksia ei voida jättää huomiotta, voidaan käyttää eurokoodin kohdan ”5.8.6 Yleinen menetelmä” mukaisia mitoitusmenetelmiä. Eurokoodi määrittää periaatesääntönä yleisen menetelmän perustuvan epälineaariseen analyysiin, joka sisältää

geometrisen epälineaarisuuden eli toisen kertaluvun vaikutukset. Eurokoodin määrittelemät epälineaarista analyysiä koskevat yleiset säännöt ovat voimassa. Niin ikään periaatesääntönä esitetään, että virumisen vaikutus tulee ottaa huomioon ja menetelmässä käytetään betonille ja teräkselle rakenteiden kokonaistarkasteluun sopivia jännitys-muodonmuutosyhteyksiä. Betonin edullisen vetojäykistysvaikutuksen huomioiminen on sallittua. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 63, 68)

#### 2.6.4 FEM-laskenta

Lineaariseen laskentaan perustuvat FEM-laskentaohjelmat ovat hyvin yleisesti käytössä rakennesuunnittelussa ja ne ovatkin erinomaisia työkaluja mitoitettaessa rakenteita, joissa tekninen palkkiteoria on voimassa tai rakenne säilyy halkeilemattomassa tilassa. Eurokoodin mukaiset materiaaliominaisuudet on määriteltävissä automaattisesti yleisimpiin rakennesuunnittelussa käytettyihin FEM-laskentaohjelmiin, kansallisen liitteen mukaisten valintojen käyttö tulee suunnittelijan varmistaa. FEM-ohjelmissa on myös erityisesti teräsbetonirakenteiden mitoitukseen tarkoitettuja lisäosia, joiden avulla rauditus voidaan määrittää. Kuten muussakin suunnittelussa, on rakennesuunnittelijan kuitenkin ymmärrettävä, milloin laskentatuloksia voidaan pitää luotettavina. Lineaarinen laskentamalli huomioi vain rakenteen lopullisen tilan kapasiteetin. Täten laskenta ei ota huomioon betonin halkeilua, siitä seuraavaa epälineaarista käyttäytymistä ja voimien uudelleenjakaantumista. Näiden ilmiöiden aiheuttamat epätarkkuudet laskelmien tuloksissa on tiedostettava. (Rombach 2011, s. 1-3)

Teräsbetonirakenne on materiaaleiltaan epähomogeeninen, jonka lisäksi rakenteen halkeilukäyttäytyminen on riippuvainen useista tekijöistä. Teräsbetonirakenne käyttäytyy todellisuudessa lineaarisesti vain pienellä betonin puristuskapasiteetin alueella. Teräsbetonirakenteen materiaaliominaisuudet tekevät siitä erittäin monimutkaisesti epälineaarisesti käyttäytyvän, jonka vuoksi sen analysointi laskentaohjelman avulla sisältää paljon epätarkkuuksia. Teräsbetonirakenteen FEM-laskennan perustuessa tiettyihin lainalaisuuksiin ja approksimaatioihin, on todellisen rakenteen tarkkaa käyttäytymistä vaikea jäljitellä. (Rombach 2011, s. 3)

FEM-laskennassa yleisesti esiintyvä haaste singulariteetit ovat laskentamallin muodostamisesta juontuvia äärettömän suureen jännityksen arvoon johtavia ilmiöitä, joita todellisessa rakenteessa ei ole. Laskentamallia luodessa rakenteeseen saatetaan määritellä pistevoima tai pistemäinen tuenta, terävä sisäkulma geometriassa tai

jakaantunut tuenta (jonka päättymispisteeseen singulariteetti voi muodostua), jollaisia rakenteissa ei todellisuudessa ole. Tyypillisesti singulariteetin vuoksi jännitys paikallisesti kasvaa kohti ääretöntä, kun elementtiverkkoa tihennetään. Saint-Venantin periaatteen mukaisesti singulariteetin vaikutus heikkenee nopeasti etäisyyden funktiona. Singulariteettiä ei tule kuitenkaan sekoittaa jännityskeskittymään esimerkiksi reiän ympäristössä, jossa jännitys verkkoa tihennettäessä konvergoi kohti vakioarvoa. Singulariteetin muodostuminen voidaan poistaa muokkaamalla laskentamallia (geometrian terävät kulmat pyöristetään, pistemäiset kuormat tai tuennat korvataan määrittämällä ne jakaantuneeksi) tai tulkitsemalla tuloksia harkinnan mukaan. (Lumijärvi 2018, s. 41-46)

Todellisuudessa rakenteeseen aiheutuu ympäristöstä suurempia jännityksiä kohtiin, joihin laskentaohjelmassa muodostuu singulariteetti. Reaalimaailmassa jännitykset eivät ole laskentaohjelman jännityspiikkien suuruksia, jolloin laskentaepätarkkuuksien välttämiseksi rakenteiden mitoituksessa tulee käyttää resultantteja tai keskiarvoja hyvin paikallisten ääriarvojen sijaan. (Rombach 2011, s. 170)

### 2.6.5 Tasojännitystila

Seinämäiset palkit ovat tyypillisesti levymäisiä, tasonsa suuntaisesti kuormitettuja rakenteita. Työn tekijän kokemuksen mukaisesti seinämäiset palkit ovat tyypillisesti rakennuksen väliseiniä, jolloin niihin ei kohdistu suurta tasoonsa nähden kohtisuoraa kuormitusta ulkoseinille tyypillisistä tuuli- tai maanpaine kuormista. Myös merkittävästi epäkeskeinen aksiaalinen kuormitus aiheuttaa seinärakenteeseen taivutusvoimia, jolloin aksiaalivoimat rakenteen syvyys suunnassa eivät ole tasaisesti jakaantuneet.

Jos seinämäinen teräsbetonirakenne on kuormitettu pääosin tasonsa suunnassa eli siihen kohdistuu vain keskeisiä normaali- ja leikkausjännityksiä, voidaan poikkileikkausta analysoida tasojännitystilassa. Rakenteen FEM-laskenta voidaan suorittaa käyttäen 2D-kuorielementtejä. (Rombach 2011, s. 139-144)



### 3 SEINÄMÄISET PALKIT

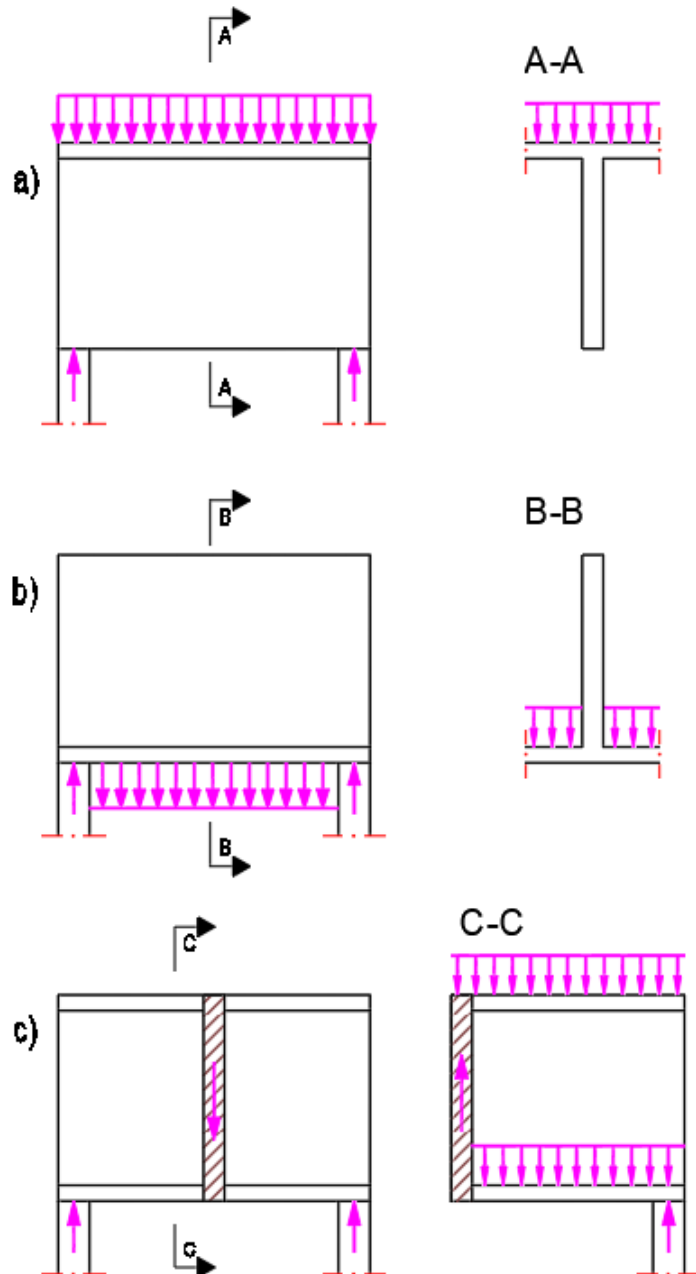
Seinämainen palkki on hyvin tyypillinen rakenneosa rakennuksissa, joissa alimpien kerrosten käyttötarkoitus poikkeaa ylemmistä kerroksista. Jos rakennuksen alemmissa kerroksissa sijaitsee esimerkiksi autojen pysäköintitiloja tai liiketiloja, on tilasuunnittelun kantavalle rungolle asettamat vaateet merkittävästi erilaiset, kuin ylempien kerrosten asuintiloissa. Seinämäiset palkit toimivat tällöin osana kantavaa runkoa kerroksissa, joissa runkojärjestelmä muuttuu, mutta myös mahdollisesti osana rungon jäykistysjärjestelmää sekä useimmiten osastoivina rakenteina palo- ja ääniteknisesti. Rakennesuunnittelijan on huolehdittava, että rakenne täyttää kaikki sille asetetut tekniset vaatimukset. Tässä työssä keskitytään vain rakenteen lujuuden analysointiin suunnittelustandardin vaateiden mukaisesti.

#### 3.1 Määritelmä

Seinämainen palkki on tyypillisesti jänneväliinsä nähden korkea, levymainen teräsbetonirakenne, jota kuormitetaan sen omassa tasossa (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 445). Eurokoodin (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 57) mukaisesti seinämäisenä palkkina pidetään rakenneosaa, jonka jännemitta on korkeintaan kolme kertaa poikkileikkauksen kokonaiskorkeus ( $L \leq 3 \cdot h$ ).

Suunnittelijan on kuitenkin geometriaan perustuvaan raja-arvoon keskittymisen lisäksi tärkeää tunnistaa rakenne, jossa muodonmuutosten lineaarinen jakautuma poikkileikkauksen korkeussuunnassa ei ole enää voimassa (Leskelä 2008, s. 429). Mittasuhteiden raja-arvot seinämäiselle palkille eri mitoitusohjeissa poikkeavat hieman toisistaan, joka osaltaan vahvistaa tapauskohtaisen harkinnan tärkeyttä myös eurokoodin määrittelemän seinämäisen palkin sijaan korkeiksi palkeiksi luokitelluissa rakenteissa. On myös muistettava, että sekä palkin että seinämäisen palkin tapauksessa erilaiset isot aukot ja reikävaraukset rakenteessa vaikuttavat jännitys jakaumaan. Esimerkkinä kuormituksen vaikutuksesta rakenteen jännitys jakaumaan mainittakoon Yhdysvaltojen suunnitteluohjeen, ACI CODE-318-14, kohdan 9.9.1.1 määritelmä, jonka mukaisesti seinämäiseksi palkiksi määritellään palkkimainen rakenneosa, jossa pistemäinen kuorma sijaitsee pienemmällä etäisyydellä kuin  $2 \cdot h$  tuesta.

Seinämäisen palkin jännitysjakamaan vaikuttaa oleellisesti rakenteen kuormitus- ja tuentatapa. Yleisimmin seinämäinen palkki on kuormitettu yläreunastaan ja/tai alareunastaan ja/tai uumastaan (eli poikittainen seinä tukeutuu mitoittettavaan seinään). Tuentatavaltaan seinämäinen palkki voi olla välittömästi (alareunastaan) tai välillisesti (uumastaan) tuettu. Edellä mainitut kuormitus- ja tuentatapaukset on esitetty kuvassa 2. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 447-448)



Kuva 2. Seinämäisen palkin tuentatapaukset: a)-c) Välittömästi tuettu, leikkaus C-C seinämäinen palkki välillisesti tuettu uumastaan. Seinämäisen palkin kuormitustapaukset: a) Yläreunastaan kuormitettu, b) alareunastaan kuormitettu, c) uumastaan kuormitettu eli välillisesti kuormitettu palkki. (Mukaillen Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 447)

### 3.2 Seinän jäykkyys

Kantavia seinä hyödynnetään usein rakennuksen runkoa jäykistävinä rakenteina. Rakennuksen jäykistysjärjestelmää mitoitettaessa on rakenteiden laskennallinen jäykkyys oltava realistisen lähellä rakenteen todellista jäykkyyttä, jotta kokonaisuuden mitoitus onnistuu. Jos rakenneosan tarkempi mitoitus suoritetaan omana laskentamallinaan, on erittäin tärkeää, että jäykistysjärjestelmästä tulevat kuormitukset tuodaan kokonaisuudessaan myös yksittäisen rakenneosan rasituksiksi.

Miettinen käsittelee opinnäytetyössään (Miettinen 2013, s. 1) halkeilleen aukollisen jäykistävän teräsbetoniseinän voimasuureiden arviointia. Hän tarkastelee työssään muun muassa seinän aukkopalkkien laskennallisen jäykkyyden vaikutusta seinän jännitys jakaumaan ja työn tavoitteena oli luoda laskentapohja, jolla teräsbetoniseinän haljenneen tilan aukkopalkille voidaan määrittää jäyhyysmomentti. Miettinen taustoittaa työnsä tavoitteita sillä, että useimmat FEM-ohjelmat eivät huomioi betonin halkeilun vaikutusta rakenteiden jäykkyyteen. FEM-ohjelmissa on kuitenkin yleensä mahdollisuus muokata kappaleen ominaisuuksia syöttämällä esimerkiksi jäyhyysmomentille redusointikerroin tehollisen jäyhyysmomentin määrittämiseksi. Viruman vaikutus voidaan puolestaan huomioida kimmokertoimen määrittelyssä.

### 3.3 Liittyminen muihin rakenteisiin

Seinämaiset palkit toteutetaan tyypillisesti paikallavalettuina teräsbetonirakenteina, jolloin rakenteen jatkuvuus kolmiulotteisena rakenteena toteutuu elementtirakentamista helpommin. Jos seinämäinen palkki toimii tukena risteävälle seinälle tai esimerkiksi seinän alapuolinen laatta on tuettu ripustamalla seinän alareunaan, tulee suunnittelijan kiinnittää erityistä huomiota työsaumojen sijaintiin ja toteutustapaan sekä raudotteiden jatkosten suunnitteluun. Jos seinämäisiä palkkeja toteutetaan elementtirakenteisena, on rakenteiden liitossuunnittelu toteutettava erityistä huolellisuutta noudattaen, jotta varmistutaan, että liitokset toimivat laskennassa tehtyjen oletusten mukaisesti. Tässä työssä ei kuitenkaan syvennyä seinämäisten palkkien liitossuunnitteluun.

### 3.4 Raudoituksen suunnittelu

Seinämaisten palkkien mitoittaminen esimerkiksi Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjassa, by 202 (Saarinen ja Kähkönen 1992, s.445-462), julkaistun materiaalin avulla on perustunut voimasuureiden määrittämiseen, hyödyntäen lineaarista kimmoteoriaa. Seinämäisten palkkien teräsmääriä laskettaessa momenttien virheellistä suuruutta on korjattu määrittelemällä sisäinen momenttivarsi kentässä todellista pienemmäksi ja tuella todellista suuremmaksi. Tässä työssä käytetty mitoitusmenetelmä ei kuitenkaan perustu voimasuureiden määrittämiseen ja rauditusmäärän mitoittamiseen sisäisen momenttivarren perusteella, joten teoriataustaa ei käydy tarkemmin läpi. Suunnitteluperusteet tähän Suomessa aiemmin yleisesti käytössä olleeseen mitoitus tapaan on esitelty Sampo Mäkelän diplomityössä ”Parametrisen mallinnuksen ja topologiaoptimoinnin hyödyntäminen seinämäisen teräsbetonirakenteen mitoituksessa” (Mäkelä 2019, s. 16-24).

Halkeamattomassa tilassa seinämäinen palkki käyttäytyy melko tarkkaan kimmoisen levyteorian mukaisesti. Tavalliseen palkkiin verrattuna myös rakenteen korkeussuunnan suuntainen normaalijännityskomponentti tulee huomioida mitoituksessa. Seinämäisen palkin halkeamattoman tilan pääjännitysjakauman tunnistaminen onkin tärkeä lähtökohta rakenteen analysoinnille. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 449)

Tässä luvussa käydään läpi erityisesti seinämäisen palkin raudoitukseen liittyviä ohjeita. Raudoituksen tulee kaikilta muiltakin osin täyttää eurokoodin ja sen kansallisen liitteen mukaiset vaateet esimerkiksi tankojen minimietäisyyksien suhteen.

#### 3.4.1 Uuman rauditus

Eurokoodin mukaan seinämäisten palkkien molemmat pystypinnat tulee normaalisti varustaa rauditusverkoilla. Vähimmäisraudoitukseksi kaavan (4) mukaisesti määritellään Suomen kansallisessa liitteessä:

$$A_{s,dbmin} = 0,0005A_c, \quad (4)$$

missä  $A_{s,dbmin}$  on raudoituksen vähimmäispinta-ala [ $\text{mm}^2$ ],

$A_c$  on betonin poikkileikkausala [ $\text{mm}^2$ ].

Eurokoodin suositussarvo kertoimelle on 0,001. Vähimmäisraudoituksena tulee käyttää kuitenkin vähintään  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$  kummallakin pystypinnalla ja kummassakin suunnassa. Raudoituksen tankoväli saa olla enintään 300 mm tai rakenneosan paksuus kaksinkertaisena. (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 161; Ympäristöministeriö 2019, s. 26)

Uuma varustetaan aina vähintään minimiraudoituksella halkeilun rajoittamiseksi. Alareunastaan kuormitetussa seinämäisessä palkissa esiintyy pystysuuntaisia vetojännityksiä, joiden vuoksi uuma tulee raudoittaa pystyraudoituksella. Tätä pystyraudoitusta voidaan kutsua myös ripustusraudoitukseksi, koska näiden vetotankojen tavoin toimivien raudoitteiden avulla kuormat ripustetaan puristuspaarteeseen. Yksi seinämäisen palkin murtumistavoista on ripustusraudoituksen pettäminen. Ripustusraudoitteiden vetovoima tulee ankkuroida puristusvyöhykkeeseen tartuntapituuden mitalla ja raudoitteet ympäröivät pääraudoituksen. Jos seinämäiseen palkkiin tukeutuu koko uuman korkeudelta poikittainen seinä, on ripustusraudoitus mitoitettava täydelle tukireaktiolle. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 449–450, 457–458)

Välillisesti tukeutuvaan seinämäiseen palkkiin muodostuu merkittäviä leikkausjännityksiä erityisesti alareunaan, tuen läheisyyteen. Leikkausjännityksen raudoitus toteutetaan verkkoraudoituksella, jonka pystytangot ympäröivät pääraudoituksen ja vaakatangot puolestaan pieliradoituksen. Vinojen päävetojännitysten raudoittamisen lisäksi tukeutuvan seinän tuen läheisyys on syytä varustaa myös ripustushaoin. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 459–460)

Koska tukien epätasaisen painumisen arviointi on hankalaa, on 90-luvun suunnitteluohjeissa mainittu ns. varmistusraudoituksen sijoittamisesta seinän toimivan korkeuden yläreunaan. Varmistusraudoituksen vähimmäismääräksi on suositeltu 20 % kenttäraudoituksesta. Tarvittaessa limijatkokset on sijoitettu kenttään. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 452, 455)

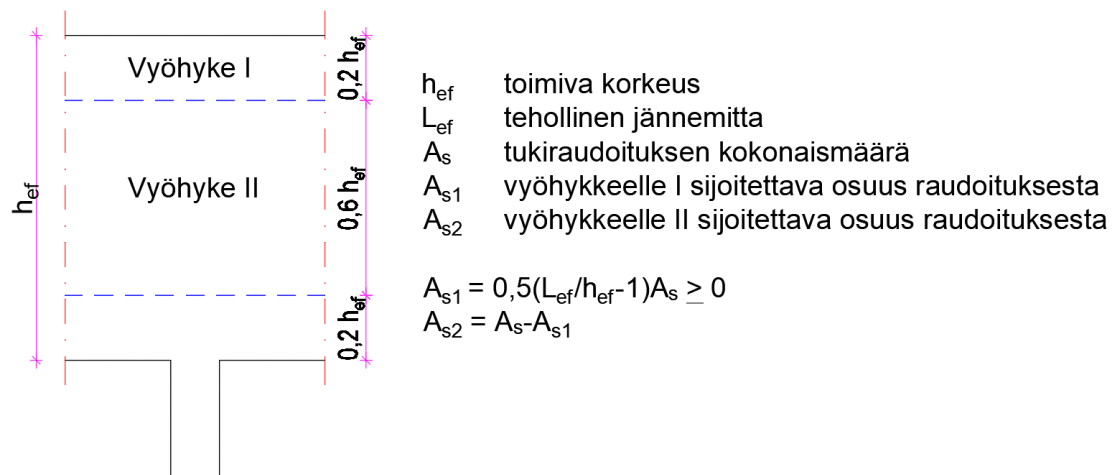
Seinämäisen palkin osalta eurokoodi ei määrittele enimmäisraudoituksen määrää. Seinän pystyraudoitukselle sen sijaan eurokoodi määrittää enimmäisraudoitukseksi jatkoslimitysalueiden ulkopuolella  $A_{s,v\max} = 0,04A_c$ . Suomen kansallisen liitteen mukaan seinän pystysuoran raudoituksen maksimi-arvo on  $A_{s,v\max} = 0,06A_c$ . (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 161; Ympäristöministeriö 2019, s. 26)

### 3.4.2 Kenttäraudoitus

Seinämäisen palkin alapintaan syntyvän ns. vetotangon eli vetojännityksen oletetaan ristikkomallilla mitoitettaessa jakaantuvan raudoituksen kokonaisalalle. Koko raudoituksen oletetaan myös myötäävän. Seinämäinen palkki voi murtua taivutusmurron seurauksena, jos vetoraudoituksen venymä ylittää kriittisen arvon. Ristikkomallissa raudoituksen painopisteen tulee olla vetovoiman vaikutusviivalla sekä suunnaltaan yhteneväinen vetovoiman kanssa. Halkeamien rajoittamiseksi kenttäraudoitus jaetaan noin 15–20 % korkealle alueelle seinämäisen palkin toimivasta korkeudesta alareunasta mitattuna. (Leskelä 2008, s. 434, 442; Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 450, 461)

### 3.4.3 Tukirauδοitus

Suunnitteluohjeet suosittavat, että vähintään puolet jatkuvien tukien tukirauδοituksesta viedään läpi koko palkin. Välituen kohdalle sijoitettavan raudoituksen osuus ohjeistetaan ulottamaan teoreettisesta tukilinjasta etäisyydelle, joka vastaa 40 % tehollisesta jännemitasta. Myös raudoitteen jakamisesta seinän korkeussuunnassa on annettu suosituksia, jotka on esitetty kuvassa 3. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 455)



Kuva 3. Jatkuvan tuen raudoituksen jakaantumisvyöhykkeet seinämäisen palkin korkeussuunnassa (mukaillen Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 455).

### 3.4.4 Raudoituksen ankkurointi

Halkeamien avauduttua seinämäisen palkin jännitys jakauma muuttuu. Seinämäiselle palkille on tyypillistä, että halkeamien avauduttua alapinnan raudoituksessa vaikuttava vetovoima pysyy lähes vakiona aina tuille asti. Eurokoodissa mainitaan luvun yhdeksän, rakenneosien yksityiskohtainen suunnittelu ja erityiset säännöt, alakohdassa 9.7 (3)

seinämäisten palkkien ristikkomallin vetosauvoja vastaavan raudoituksen osalta, että ne tulee ankkuroida kestävästi täysin tasapainon edellyttämä voima solmussa käyttäen taivutettuja tankoja, U-lenkkejä tai ankkurointilaitteita, ellei solmun ja palkin pään välillä voida järjestää ankkurointipituuden  $l_{bd}$  edellyttämää pituutta. Opastavassa liitteessä F eurokoodi määrittelee tasojännitystilan vetoraudoituskäytännöt. Kohdan F.1 (5) mukaan rauditus tulee ankkuroida täysin kaikille vapaille reunoille U-lenkkejä tai vastaavia menetelmiä käyttäen. Liikenneviraston eurokoodin soveltamisohjeessa betonirakenteiden suunnittelusta seinämäisten palkkien osalta mainitaan yksiselitteisesti, että kenttäraudoitus ankkuroidaan kokonaisuudessaan tuelle. Näiden kohtien perusteella voidaan todeta, että on eurokoodin hengen mukaista noudattaa seinämäisen palkin suunnitteluohjeista vuosikymmeniä löytynyttä neuvoa kiinnittää erityistä huomiota kenttäraudoituksen ankkurointiin ankkurointimurron välttämiseksi, valitusta analysointitavasta riippumatta. Yksiaukkoisessa seinämäisessä palkissa tämä tarkoittaa, että kenttäraudoitus on vietävä katkaisemattomana tuille asti ja ankkuroitava täydelle vetovoimalle. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 450-454; SFS EN 1992-1-1 2015, s. 161, 206; Liikennevirasto 2017, s.90)

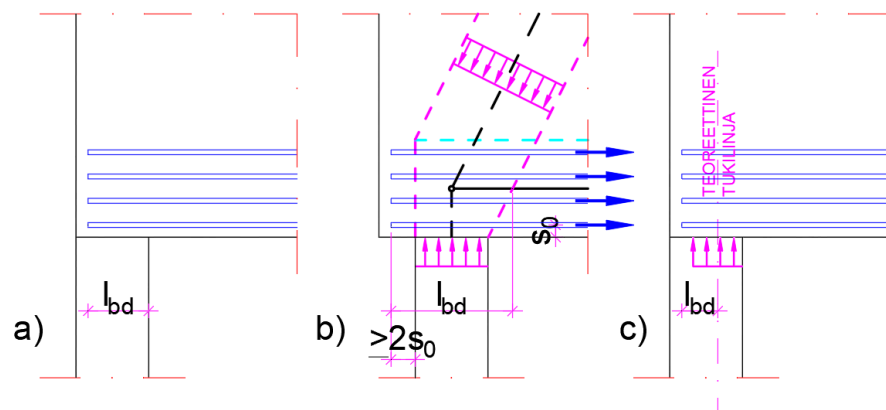
Eurokoodin periaatesääntö määrittelee, että raudoitustangot tulee ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti betonille. Ankkurointi ei saa aiheuttaa tangon suuntaista halkeilua tai lohkeilua. Soveltamissääntönä eurokoodi määrittelee myös paksuille tangoille sekä niihin tietyin ehdoin rinnastettaville tankonipuille koskevia lisäsääntöjä luvuissa 8.8 ja 8.9. Halkeilun hallitsemiseksi ohjeistetaan vaihtoehtona pintaraudoituksen käyttö, mutta Suomen kansallinen liitteen mukaan eurokoodin kohtaa ”J.1 Pintaraudoitus” ei kuitenkaan voida käyttää. (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 131, 141-143, 215; Ympäristöministeriö 2019, s. 29)

Välituilla kenttäraudoitus ohjeistetaan jatkamaan vetojatkoksina, jotta voidaan varautua mahdolliseen tuen painumiseen. Limijatkos aiheuttaa jatkosalueelle halkaisuvoimia raudotteiden voiman siirtyessä betonin välityksellä tangosta toiseen. Tätä halkeilua voidaan rajoittaa poikittaisella raudoituksella. Eurokoodin luvussa 8.7 on esitetty limijatkoksia koskevat ohjeet. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 453; Nykyri 2013, s. 198-200; SFS EN 1992-1-1 2015, s. 137-140)

Seinämaisen palkin tukialue on kokeiden mukaan rakenteen kriittisin kohta. Tuelle kohdistuu tukipaineesta ja ulkoisten kuormien seinämäiseen palkkiin aiheuttamasta

puristuskaistasta paikallinen puristusjännitys, joka yhdessä ankkuroitavan vetorasitetun kenttäraudoituksen kanssa aiheuttaa moniakselisen jännitystilän, jossa esiintyy tyypillisesti halkeilua ja betonin puristuslujuus täten alenee. Kenttäraudoituksen ankkurointi toteutetaan ensisijaisesti suoria tankoja käyttäen halkeilun minimoimiseksi, mutta tilanpuutteen vuoksi voidaan käyttää myös vaakatasoon taivutettuja koukkuja tai lenkkejä. Pystysuuntaan käännettyjä taivutuksia sen sijaan tulisi ehdottomasti välttää. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 454; Leskelä 2008, s. 437)

Ankkurointimurto on yksi rakenteen kantokyvyn määrittelevistä mitoitusperusteista. Eurokoodin periaatesäännöstä raudoituksen ankkuroinnin suhteen ei voida poiketa, mutta suunnittelijan harkinnan mukaan ankkurointi voidaan mitoittaa eri suunnitteluohjeiden avulla. Raudoitus tulee ankkuroida sen kohdan taakse, missä ankkuroitava vetovoima vaikuttaa. Tämän työn tulosten tarkastelun yhteydessä ankkurointipituuden arvo on määritetty eurokoodin 1992-1-1 mukaisesti, mutta eri suunnitteluohjeiden määritelmät ankkuroitumisen sijainnista tuella poikkeavat toisistaan, kuten kuvasta 4 on nähtävissä. Sekä eurokoodin mukaisen ristikkomenetelmän että CEB 1976 ohjeen periaate on, että vetoraudoitus ankkuroidaan tietyn mitan verran puristuskaistan taakse. (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 152-153; Leskelä 2008, s. 79; Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 454)



Kuva 4. Ankkurointi reunatuella: a) Eurokoodi 1992-1-1, palkin alapinnan raudoituksen ankkurointi; b) Eurokoodi 1992-1-1, mitoitus ristikkomenetelmällä, puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy yhden suunnan vetoraudoitus; c) CEB 1976 kenttäraudoituksen ankkurointi (mukaihen SFS EN 1992-1-1 2015, s. 108, 153; Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 454).

### 3.5 Puristusjännitysten tarkastus

Puristavan normaalivoiman vaikutuksesta levy voi lommahtaa eli murtua epästabiiliuden vuoksi myös ilman poikittaiskuormaa. Jos seinärakenne on hoikka, eurokoodin



periaatesäännön mukaisesti toisen kertaluvun vaikutukset deformatiivisessa tilassa sekä mittojen ja normaalivoimien sijaintien epävarmuudet tulee ottaa huomioon analyysissä. Eurokoodi määrittelee yksinkertaistettuna kriteerinä rakenteen hoikaksi, jos sen hoikkuusluku  $l$  on eurokoodin kaavan (5.13N) raja-arvoa  $l_{lim}$  suurempi. Seinän hoikkuus ja nurjahduspituus määritellään kuten pilareille, kun seinän pystyreunat eivät ole tuettuja. Erilaisten sauvojen hoikkuus ja nurjahduspituus on määritelty eurokoodin kohdassa 5.8.3.2. Seinämäiset palkit ovat harvoin hoikkia rakenteita johtuen palomitoituksesta, työteknisistä syistä ja raudoitteiden tilavaateesta. (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 64-66; Nykyri 2014, s. 123)

Hoikkien palkkien kiepahdus on käsitelty eurokoodin kohdassa 5.9. Eurokoodin periaatesäännön mukaisesti hoikkien palkkien kiepahdus tulee ottaa tarvittaessa huomioon. Myös mittaepätarkkuudet on huomioitava kiepahdustarkastelun yhteydessä. Soveltamissääntönä eurokoodi mainitsee myös kiepahdukseen liittyvien toisen kertaluvun vaikutusten huomioimisen eurokoodin kaavojen (5.40a) ja (5.40b) raja-arvojen perusteella. Kiepahdus saadaan helpoiten estettyä tukemalla puristuspaarisuunnassa. (SFS EN 1992-1-1 2015, s. 75; Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 455)

Seinämäisen palkin pääpuristusjännityksen ylittäessä betonin puristuslujuuden tuen lähellä tapahtuu uuman puristusrutto. Betonin puristusruttuminen on luonteeltaan hauras. Haurusruttuminen ei ole koskaan toivottavaa, koska ruttuminen ei anna selviä ulkoisia varoitusmerkkejä ja se on tapahtumana äkillinen. Puristusrutun välttämiseksi puristusjännityksen suuruutta rajoitetaan. Välttömästi tuettujen palkkien osalta tarkastetaan, ettei tukipaineen aiheuttama paikallinen puristusjännitys kasva liian suureksi. Tukireaktion oletetaan tyypillisesti rasittavan pelkästään betonia. Myös välillisesti eli uumastaan tuetun seinämäisen palkin tapauksessa tulee tarkastaa, ettei uuman puristusjännitys kasva liian suureksi. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 450, 456; Leskelä 2008, s. 205)

### 3.6 Rakenteen epätasaisen painuman huomioiminen

Levyäisenä rakenteena seinämäinen palkki omaa suuren seinän suuntaisen jäykkyyden, jonka vuoksi jo vähäinenkin tukien epätasainen painuminen muuttaa oleellisesti pääjännitysten jakaantumista erityisesti jatkuvan seinämäisen palkin tapauksessa. Tukien epätasainen painuma voi aiheuttaa ennenaikaisen taivutusruttumisen, kun staattisesti

määräämättömän rakenteen pääjännitysten jakauma muuttuu. Tukien mahdolliseen epätasaiseen painumaan on varauduttava rakenteen mitoituksessa. (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 451-452)

Tukien epätasaista painumaa aiheuttaa tyypillisimmin perustusten epätasainen painuma. Tukien epätasainen painuma voi aiheutua myös esimerkiksi rakenteiden kuormitusalojen poiketessa toisistaan suuresti tai jos rakennuksen runko muodostuu geometrialtaan tai materiaaleiltaan toisistaan merkittävästi poikkeavista rakenneosista. Erityisesti korkeiden rakennusten suunnittelussa rakenteiden epätasaiseen painumaan on perehdyttävä tavanomaista tarkemmin. Korkean rakentamisen erityispiirteet on kuitenkin rajattu tämän työn ulkopuolelle.

Eurokoodi määrittelee raja-arvot perustusten sallituille siirtymille. Kansallinen liite määrittää periaatesääntönä rakennuksen vierekkäisten perustusten epätasaisista painumista kantaville rakenteille aiheutuvan kulmakiertymän suuntaa antavia raja-arvoja. Annetut arvot määräytyvät tavanomaisten rakennusten kantavien rakenteiden käyttökelpoisuuden ehdoksi, eivätkä täten koske rakenteita, joille on asetettu erityisiä vaatimuksia. Kansallisen liitteen mukaiset raja-arvot on esitetty taulukossa 1. Eurokoodin SFS-EN 1997-1 + A1 +AC liite H antaa raja-arvoja rakenteellisille muodonmuutoksille ja perustusten siirtymille, mutta kansallisen liitteen mukaisesti kyseistä liitettä ei Suomeen suunniteltaessa käytetä. (Ympäristöministeriö 2018, s. 28-29)

Taulukko 1. Kulmakiertymien raja-arvojen vaihteluväli, kantavat rakenteet (Ympäristöministeriö 2018, s. 29).

Rakennetyyppi	Karkearakenteinen maapohja	Hienorakenteinen maapohja
Massiiviset jäykät rakenteet	1/250 - 1/200	1/250 - 1/200
Staattisesti määrätty rakenteet	1/400 - 1/300	1/300 - 1/200)
Staattisesti määräämättömät rakenteet, teräsbetonirakenteet	1/1000 - 1/500	1/700 - 1/350
Staattisesti määräämättömät rakenteet, teräsbetonielementtirakenteet	1/1200 - 1/700	1/1000 - 1/500

## 4 TERÄSBETONIRAKENTEEN ANALYSOINTI CSFM-MENETELMÄLLÄ

Tässä luvussa termillä: ”betonielementti” tai ”raudoituselementti” tarkoitetaan elementtimenetelmän yksittäistä elementtiä, jonka avulla Compatible Stress Field Method (CSFM-menetelmä) analysoi materiaalin mukaista rakennetta. Betoniteräs ja raudoitus ovat synonyymejä. Tässä opinnäytetyössä lainattuihin kuviin ja kuvaajiin (IDEA StatiCa 2020b) on saatu julkaisulupa Idea Statica s.r.o -yritykseltä.

### 4.1 Idea Statica Concrete -ohjelmisto

Idea Statica Concrete (aiemmin nimeltään Idea Statica Detail) -ohjelman toiminnot perustuvat tässä kappaleessa esiteltyyn teoriataustaan. Puitteet ohjelman kehitykselle on luotu osana Eurostars-10571 -hanketta: ”Computer software for automated design of discontinuity regions of structural concrete members”. Kehitystyö on tehty yhteistyössä tšekkiläisen Idea Statica -yrityksen ja sveitsiläisen teknillisen korkeakoulun Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH Zürich) kanssa.

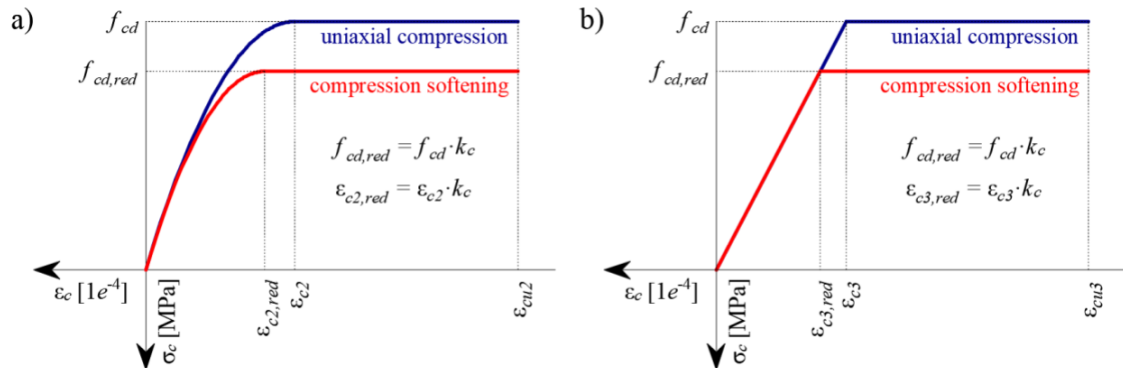
Ohjelmisto käyttää suunnittelustandardien mukaisia materiaalimalleja, jolloin materiaaliasavarmuuslukujen käyttö on mahdollista. Myös kuormitusyhdistelmiä määriteltäessä voidaan syöttää täysin suunnittelustandardien mukaiset kuormaosavarmuusluvut. Ohjelmassa on oletuksena eurokoodin mukaiset oletusarvot, mutta käyttäjä pystyy muokkaamaan niitä esimerkiksi kansallisen liitteen arvojen mukaisesti. (Kaufmann et al. 2020, s. 29)

### 4.2 Materiaalimallit

#### 4.2.1 Betoni

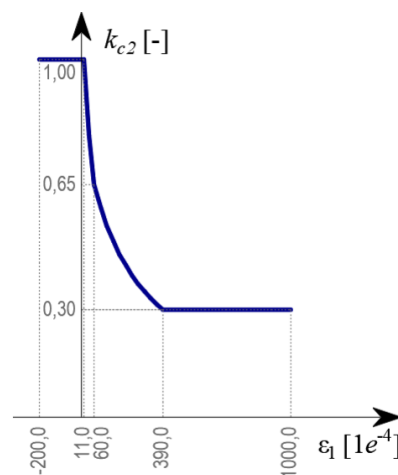
Ohjelma käyttää murtorajatilatarkastelussa oletuksena betonille eurokoodin mukaista poikkileikkauksen mitoitukseen käytettävää puristusjännityksen ja puristuman välistä yhteyttä aksiaaliselle kuormitukselle. Myös yksinkertaistettu ideaaliplastinen eli bilineaarinen materiaalmalli on valittavissa, tai käyttäjä voi itse määritellä analysoinnissa käytettävän jännitys-muodonmuutosyhteyden. Ohjelma käsittelee betonia materiaalina,

jolla ei ole lainkaan vetolujuutta. Ohjelman murtorajatilassa käyttämä jännitys-muodonmuutosriippuvuus on esitetty kuvassa 5. (IDEA StatiCa 2020b, luku 1.2.1)



Kuva 5. Betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus murtorajatilamitoituksessa: a) paraabeli-suorayhdistelmä, b) bilineaarinen materiaalmalli (IDEA StatiCa 2020b, luku 5.1.1).

Ohjelma huomioi betonin pehmenevän käyttäytymisen puristettuna määrittelemällä tehollisen puristuslujuuden halkeillelle betonipoikkileikkaukselle. Tehollinen puristuslujuus muodostuu määrittelemällä päävetojännityksen mukaisen venymän  $\epsilon_1$  perusteella redusointikertoimen  $k_{c2}$  (kuva 6). Ohjelman käyttämä pienennöskertoimen  $k_{c2}$  määrittelytapa on yleistys fib Model Code 2010:n mukaisesta ehdotuksesta leikkausjännitysten huomioimiseksi. Fib Model Code 2010:n kyseinen ehdotus sisältää myös betonin tehollisen puristuslujuuden rajoittamisen 65 %:iin maksimilujuudesta. (IDEA StatiCa 2020b, luku 1.2.1)



Kuva 6. Betonin tehollisen puristuslujuuden laskennassa käytetyn pienennöskertoimen  $k_{c2}$  kuvaaja (IDEA StatiCa 2020b, luku 5.1.1).

Oletusasetuksilla CSFM-menetelmällä analysoiva Idea Statica Concrete -ohjelma ei ota huomioon betonin maksimipuristumaa murtumisehtona, koska ohjelmassa sallitaan murtopuristumalle  $\varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu3}$  arvo 5 %, kun eurokoodin mukaisesti murtopuristuman raja-arvo on 0.35 %. Tämän yksinkertaistuksen vuoksi ohjelma ei määritä rakenteen muodonmuutoskapasiteettiä rakenteen puristusmurron yhteydessä. Ohjelma käsittelee rakenteen käyttäytymistä plastisoituneena jännitysrajan  $f_{cd,red}$  saavuttamisen jälkeen. Betonin tehollisen puristuslujuuden määrittelyssä maksimilujuuden oikeellisuutta on kuitenkin huomioitu fib Model Code 2010:n mukaisesti pienennöskertoimella  $\eta_{fc}$ , joka huomioi betonin käyttäytymisen muuttuvan hauraammaksi puristuslujuuden kasvaessa kaavan (5) mukaisesti:

$$f_{ck,red} = k_c f_{ck} = \eta_{fc} k_{c2} f_{ck}, \quad (5)$$

missä  $f_{ck,red}$  on betonin tehollinen puristuslujuus [MPa],  
 $k_c$  on koko rakenteen pienennöskerroin,  
 $f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden (lieriölujuus) ominaisarvo [MPa],  
 $\eta_{fc}$  on pienennöskerroin, jonka arvo määritellään kaavasta (6),  
 $k_{c2}$  on pienennöskerroin, joka huomioi poikittaisen halkeilun.

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1, \quad (6)$$

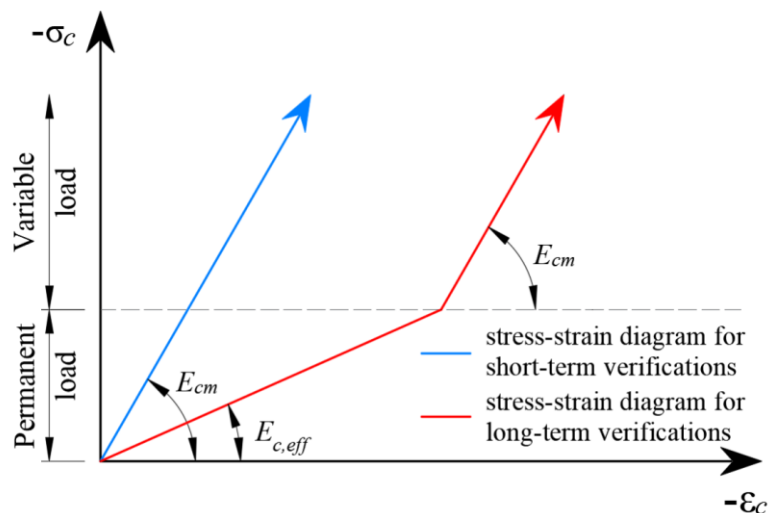
missä  $\eta_{fc}$  on pienennöskerroin,  
 $f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden (lieriölujuus) ominaisarvo [MPa].

Sama periaate on analysoitaessa rakennetta perinteisen ristikkomallin avulla, jossa betonin tehollista puristuslujuutta rajoitetaan ottamatta huomioon muodonmuutoksia eli mielivaltaiset, mahdollisesti erittäin suuret venymät ristikkomallin sauvoissa sallitaan. (Kaufmann et al. 2020, s. 17-18)

Vaihtoehtona oletusasetukselle käyttäjä voi asettaa venymälle eurokoodin mukaisen murtopuristumarajan  $\varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu3}$ . Tässä tapauksessa CSFM-menetelmä määrittelee betonin puristuman puristumurtuville rakenteille, eikä pienennöskertoimen  $\eta_{fc}$  käyttöä vaadita. Maksimipuristuman arvon määrittelyssä paikallinen elementtiverkon tiheys voi

aiheuttaa laskentaan huomattavaa epätarkkuutta. Epätarkkuuden välttämiseksi on suositeltavaa, että puristuma määritellään keskiarvopuristumana alueelta, jonka laajuuden käyttäjä määrittelee. Puristumurtuman määräytymispituuden ominaisarvon avulla määritellään laskentaan käytetty alue. On suositeltavaa käyttää pienehköä lukuarvoa, joka sijoittuu puristusalueen syvyyden ja rakenteen paksuuden välille. On suositeltavaa, että vaihtoehtoa käyttävät vain kokeneet suunnittelijat. (Kaufmann et al. 2020, s. 18)

Ohjelman betonille käyttämä lineaarinen materiaalimalli poikkeaa edellä esitellystä käyttörajatilamitoituksessa, kuten kuvasta 7 voidaan havaita. Puristusrasitetun rakenteen pehmenevää käyttäytymistä ei huomioida. Käyttörajatilan analyysissä huomioidaan myös materiaalin ajasta riippuvat ominaisuudet (viruminen ja kutistuminen) käyttämällä eurokoodin mukaista tehollista kimmokerrointa  $E_{c,eff}$  (oletusarvona virumaluku  $\varphi = 2.5$ ). Kun ohjelma määrittelee pitkäaikaisvaikutuksia, kaikki pysyvät kuormat sisältävä kuormitusosuus analysoidaan huomioiden viruman vaikutus (eli betonin muodonmuutoksia arvioidaan käyttäen tehollista kimmokerrointa  $E_{c,eff}$ ) ja seuraavassa vaiheessa analyysia jatketaan lisäämällä muuttuvat kuormat käyttäen kimmokertoimen arvona sekanttimoduulia  $E_{cm}$ . Lyhytaikaisvaikutuksia analysoivan käyttörajatilamitoituksen yhteydessä kaikkien kuormitusten vaikutus lasketaan huomioimatta viruman vaikutusta. (Kaufmann et al. 2020, s. 30)



Kuva 7. Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys käyttörajatilatarkasteluissa: kimmokertoimen määrittelyperuste lyhytaikaisessa kuormituksessa on esitetty sinisellä, pitkäaikaisvaikutukset huomioiva punaisella (IDEA StatiCa 2020b, luku 5.1.2).

#### 4.2.2 Betoniteräksset

Betoniteräkselle ohjelma käyttää oletuksena nousevan jännityksen idealisoitua kimmoplastista materiaaalimallia eurokoodin mukaisesti. Käyttäjä määrittelee laskennan lähtötietoina teräksen myötölujuuden sekä sitkeysluokan. Ohjelmasta voidaan määritellä käytettäväksi myös eurokoodin mukainen ideaalikimmoplastinen materiaaalimalli, jolloin muodonmuutoskapasiteettia ei voida määritellä murtumisehdon puuttuessa. Jos käyttäjä valitsee ideaalikimmoplastisen materiaaalimallin, tulee suunnittelustandardien mukainen rakenneosan sitkeysvaateiden täyttyminen varmistaa erillisen laskennan avulla. Vaihtoehtoisesti käyttäjä voi itse määritellä analysoinnissa käytettävän jännitys-muodonmuutosyhteyden, joskaan tällöin ohjelma ei pysty määrittämään vetojäykistysvaikutusta tai laskemaan halkeamaleveyksiä. (Kaufmann et al. 2020, s. 18)

#### 4.2.3 Vetojäykistysvaikutus

Betonin vetojäykistysvaikutus huomioidaan muokkaamalla betoniteräksille käytettävää materiaaalimallia siten, että niiden venymänä käytetään keskiarvoistettua venymää  $\varepsilon_m$ . Vetojäykistysvaikutuksen laskenta toteutetaan kahdella eri menetelmällä, riippuen vallitseeko rakenteessa vakiintunut halkeilutila vai onko halkeilutilan kehittyminen vielä meneillään. Molemmissa tapauksissa oletusasetuksena betoni määritellään täysin halkeilleeksi ennen kuormittamista. (Kaufmann et al. 2020, s. 18-19)

Halkeilutilan kehittyttyä lopulliseksi tilaa kutsutaan vakiintuneeksi halkeiluksi tai stabiloituneeksi halkeilutilaksi. Ohjelma käyttää tämän tilan vetojäykistysvaikutuksen analysointiin Tension Chord Model -menetelmää (TCM-menetelmä), joka voitaisiin suomentaa vetopaarteen laskentamenetelmäksi. TCM-menetelmä olettaa laskentamallin olevan porrastettu, jäykästi liitetty ja ideaaliplastisesti käyttäytyvä (engl. stepped, rigid-perfectly plastic), kun kuvataan tartuntajännityksen ja liukuman yhteyttä. Tartuntajännitys saa TCM-menetelmässä kaavojen (7) ja (8) mukaiset arvot:

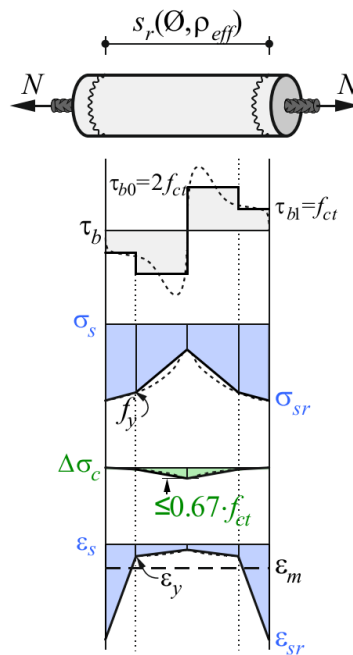
$$\tau_b = \tau_{b0} = 2f_{ctm}, \text{ kun } \sigma_s \leq f_y \quad (7)$$

$$\tau_b = \tau_{b1} = f_{ctm}, \text{ kun } \sigma_s > f_y \quad (8)$$

missä  $\tau_b$  on tartuntajännitys [MPa],  
 $f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus [MPa],  
 $\sigma_s$  on betoniteräksen jännitys [MPa],

$f_y$  on betoniteräksen myötölujuus [MPa].

Jokaista betoniterästankoa käsitellään vetopaarteena, jolloin tartuntajännityksen sekä betonin ja betoniterästen jännitysten jakauma ja siten venymäjakauma kahden halkeaman välillä saadaan määritettyä halkeamassa vaikuttavan maksimiteräsjännityksen (tai -venymän) avulla. TCM-menetelmässä käytetyt kuvaajat on esitetty kuvassa 8. (Kaufmann et al. 2020, s. 19-20)



Kuva 8. Vetojäykistysvaikutuksen laskentamalli TCM-menetelmää käytettäessä. Tartuntajännityksen, betoniteräksen ja betonin jännitysten sekä betoniterästen venymän jakaumat vakiintuneen halkeilun tilassa. Kuvaajissa materiaalien todellinen käyttäytyminen on kuvattu ohuella katkoviivalla ja ohjelman käyttämät arvot ehjällä viivalla (keskiarvoistetun venymän arvo paksulla katkoviivalla). Keskimääräinen halkeamaväli on määritetty arvolla  $\lambda=0.67$ . (IDEA StatiCa 2020b, luku 1.2.4)

Rajoittamalla jännityksen  $\sigma_{c1}$  maksimiarvoksi  $f_{ct}$  kahden halkeaman keskivälissä, saadaan määritettyä teoreettinen halkeamavälin maksimiarvo  $s_{r0}$ . Jos halkeamaväli  $s_r = s_{r0}$ , uusia halkeamia saattaa muodostua. Näin ollen halkeamavälin arvo voi vaihdella välillä  $s_r = \lambda s_{r0}$ , jossa kertoimen  $\lambda$  arvo vaihtelee välillä 0.5...1.0. Asettamalla kertoimelle  $\lambda$  tietty vakioarvo, voidaan vetopaarteelle määrittää betoniteräksen maksimijännityksen avulla (toisin sanoen halkeaman kohdalla vaikuttava betoniteräksen jännitys  $\sigma_{sr}$ ) keskiarvoistettu venymä  $\varepsilon_m$ . Käyttämällä CSFM-menetelmässä oletusasetuksen mukaisesti betoniterästangoille nousevan jännityksen idealisoitua



kimmoplastista materiaalimallia voidaan keskiarvoistettu venymä määrittää kaavojen (9), (10) ja (11) mukaisesti:

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} - \frac{\tau_{b0}s_r}{E_s\emptyset}, \quad \text{kun } \sigma_{sr} \leq f_y \quad (9)$$

$$\varepsilon_m = \frac{(\sigma_{sr}-f_y)^2\emptyset}{4E_{sh}\tau_{b1}s_r} \left(1 - \frac{E_{sh}\tau_{b0}}{E_s\tau_{b1}}\right) + \frac{(\sigma_{sr}-f_y)\tau_{b0}}{E_s\tau_{b1}} + \left(\varepsilon_y - \frac{\tau_{b0}s_r}{E_s\emptyset}\right), \quad (10)$$

$$\text{kun } f_y \leq \sigma_{sr} \leq \left(f_y + \frac{2\tau_{b1}s_r}{\emptyset}\right)$$

$$\varepsilon_m = \frac{f_s}{E_s} + \frac{(\sigma_{sr}-f_y)}{E_{sh}} - \frac{\tau_{b1}s_r}{E_{sh}\emptyset}, \quad \text{kun } \left(f_y + \frac{2\tau_{b1}s_r}{\emptyset}\right) \leq \sigma_{sr} \leq f_t \quad (11)$$

missä

$\varepsilon_m$  on keskiarvoistettu venymä,

$\sigma_{sr}$  on betoniteräksen jännitys halkeaman kohdalla [MPa],

$\sigma_s$  on betoniteräksen todellinen jännitys [MPa],

$E_s$  on betoniteräksen kimmokerroin,

$\tau_{b0}$  ja  $\tau_{b1}$  on tartuntajännitys kaavojen (7) ja (8) mukaisesti,

$s_r$  on halkeamaväli [mm],

$\emptyset$  on betoniterästangon halkaisija [mm],

$f_y$  on betoniteräksen myötölujuus [MPa],

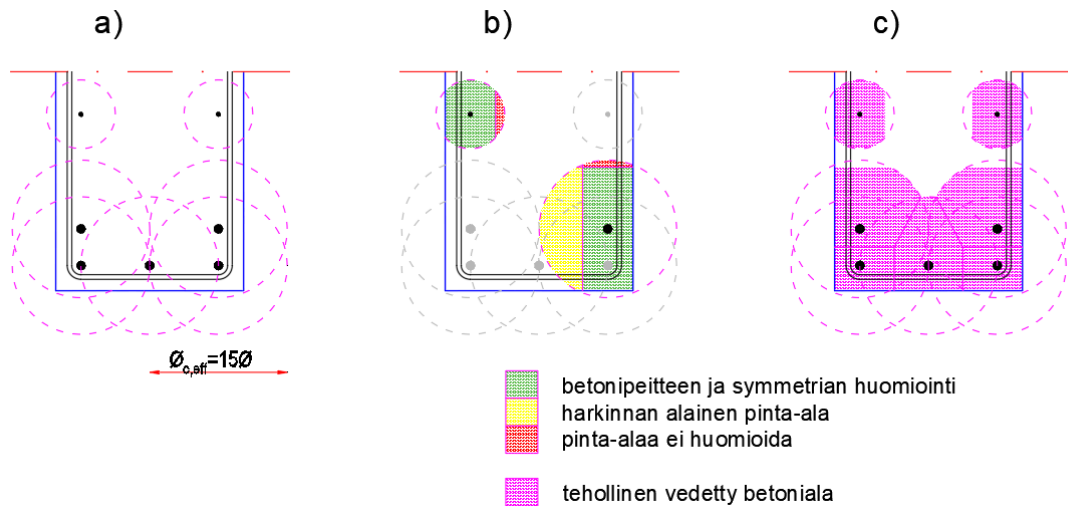
$E_{sh}$  on betoniteräksen lujittumisen kulmakerroin  $E_{sh} = \frac{(f_t-f_y)}{(\varepsilon_u - \frac{f_y}{E_s})}$ ,

$\varepsilon_y$  on betoniteräksen myötörajan vastaava venymä,

$f_t$  on betoniteräksen vetolujuus [MPa].

Ohjelma käyttää tässä yhteydessä keskimääräisen halkeamavälin määrittämiseen oletusta 2/3 halkeamavälin maksimiarvosta ( $\lambda = 0.67$ ). Arvo on valittu täysmittakaavakokeista saatujen tulosten perusteella. (Kaufmann et al. 2020, s. 20)

TCM-menetelmä on riippuvainen vetoalueella vaikuttavan raudoituksen määrästä ja vetoraudoitukseen liittyvästä tehollisesta betonialasta. Ohjelmaan on määritelty automaattinen laskentatapa tehollisen raudoitussuhteen määrittämiseksi ( $\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$ ). Ohjelman käyttämän automatiikan määrittelyperiaate tehollisen vedetyn betonipinta-alan määrittämisessä on esitetty kuvassa 10. (Kaufmann et al. 2020, s. 20-21)



Kuva 9. Tehollisen vedetyn betonialan määrittäminen vakiintuneen halkeilun tilassa: a) maksimibetoniala, johon rauditus vaikuttaa; b) betonipeitteen sekä symmetrian huomiointi; c) lopullinen tehollinen vedetty betoniala (mukaillen IDEA StatiCa 2020b, s. 7.)

Alueilla, joissa raudoitussuhde on kaavassa (12) määriteltyä raudoitussuhteen raja-arvoa pienempi, ohjelma käyttää vetojäykistysvaikutuksen määrittämiseen Pull-Out Model -menetelmää (POM), joka voitaisiin suomentaa vetorasitetun teräsbetonirakenteen menetelmäksi. Näillä paikallisilla alueilla halkeamia aiheuttava kuormitus ei aiheuta betoniteräksissä myötäämistä, ja halkeilu onkin tyypillisesti esimerkiksi sisäisistä pakkovoimista kuten kutistumisesta johtuvaa tai halkeilun eteneminen on ehkäisty muun raudituksen avulla. Raudoitussuhteen raja-arvo voidaan määritellä kaavan (12) avulla:

$$\rho_{cr} = \frac{f_{ct}}{f_y - (n-1)f_{ct}} \quad (12)$$

missä

$\rho_{cr}$  on raudoitussuhteen raja-arvo,

$f_{ct}$  on betonin vetolujuus [MPa],

$f_y$  on betoniteräksen myötölujuus [MPa],

$n$  on kimmokertoimien suhde,  $n = \frac{E_s}{E_c}$ . (Kaufmann et al. 2020, s. 22)

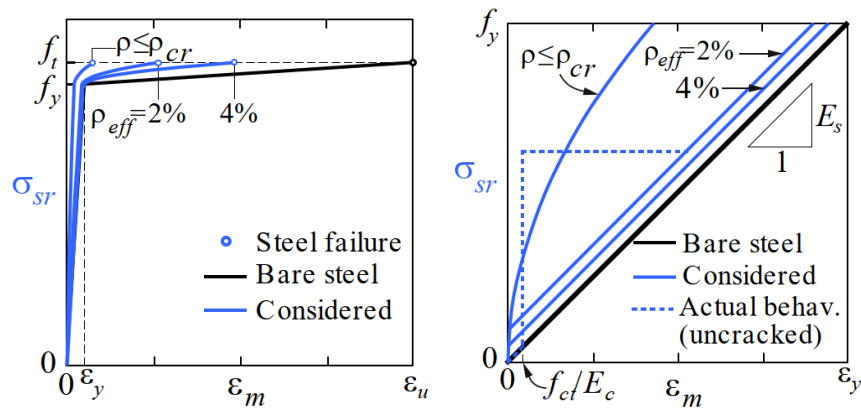
POM-menetelmän avulla analysoidaan yksittäisen halkeaman käyttäytymistä, viereisten halkeamien vaikutus toisiinsa ja vedetyn betonin muodonmuutoskyky jätetään huomioimatta. POM-menetelmässä tartuntajännityksen ja liukuman yhteys on kuvattu samalla tavoin kuin TCM-menetelmässä. POM-menetelmän käyttämät kuvaajat on

esitetty kuvassa 11. Edellä mainittujen yksinkertaistusten avulla halkeaman läheisyydessä betoniteräksen venymäjakauma  $\varepsilon_s$  saadaan määriteltyä tasapainoehtojen avulla halkeamassa vaikuttavasta betoniteräksen maksimijännityksestä  $\sigma_{sr}$ . Koska halkeamaväliä ei tunneta vakiintumattoman halkeilun tilassa, keskiarvoistettu venymä  $\varepsilon_m$  määritellään kaikille kuormituksille, jotka vaikuttavat niiden kahden pisteen välillä, joissa liukuma on nolla betoniteräksen saavuttaessa vetolujuuden arvon  $f_t$  halkeaman kohdalla. Keskiarvoistettu venymä määritellään POM-menetelmässä kaavojen (13) ja (14) mukaisesti:

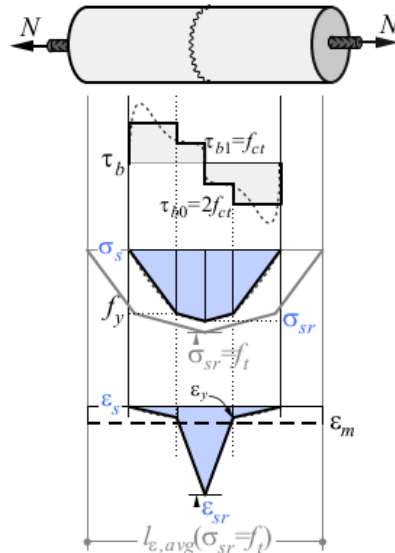
$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_{sr}^2 \frac{\tau_{b1}}{\tau_{b0}}}{2E_s \left[ f_t + f_y \left( \frac{\tau_{b1}}{\tau_{b0}} - 1 \right) \right]}, \quad \text{kun } \sigma_{sr} \leq f_y \quad (13)$$

$$\varepsilon_m = \frac{\frac{f_y}{E_s} \left[ \sigma_{sr} + f_y \left( \frac{\tau_{b1}}{2\tau_{b0}} - 1 \right) \right] + \frac{(\sigma_{sr} - f_y)^2}{2E_{sh}}}{f_t + f_y \left( \frac{\tau_{b1}}{\tau_{b0}} - 1 \right)}, \quad \text{kun } \sigma_{sr} > f_y \quad (14)$$

missä esiintyvät termit on esitelty kaavojen (9-11) yhteydessä. (Kaufmann et al. 2020, s. 22)



Kuva 10. TCM-menetelmän mukainen, vetojäykistysvaikutuksen laskentaan käytetty, betoniraudoitteen halkeamassa vaikuttavan jännityksen sekä keskiarvoistetun venymän yhteys harjateräkselle B500B. Sininen ympyrä kuvaa betoniteräksen murtumaa, musta ehjä viiva pelkän raudoitteen käyttäytymistä, sininen ehjä viiva betoniteräksen laskennallista käyttäytymistä huomioitaessa vetojäykistysvaikutus menetelmän mukaisesti ja sininen katkoviiva rakenteen todellista käyttäytymistä halkeilemattomassa tilassa. (IDEA StatiCa 2020b, luku 1.2.4)



Kuva 11. Vetojäykistysvaikutuksen laskentamalli POM-menetelmää käytettäessä. Tartuntajännityksen, betoniteräksen jännityksen sekä betoniterästen venymän jakauma halkeaman läheisyydessä, vakiintumattoman halkeilun tilassa. Kuvaajissa materiaalien todellinen käyttäytyminen on kuvattu ohuella katkoviivalla ja ohjelman käyttämät arvot ehjällä viivalla (keskiarvoistetun venymän arvo paksulla katkoviivalla). (IDEA StatiCa 2020b, luku 1.2.4)

Nämä laskentamenetelmät soveltuvat teräsbetonirakenteille, joissa betoniterästen ja betonin yhteistoiminta toteutuu betoniteräksen pinnanmuodon ansiosta. Teräsbetonirakenteissa yleisimmin käytetyn harjateräksen B500B käyttäytymistä on kuvattu kuvan 10 kuvaajilla (kuvaajissa käytetty eurokoodin mukaisia oletusarvoja  $f_t/f_y = 1.08$  ja  $\varepsilon_u = 5\%$ ). (Kaufmann et al. 2020, s. 22)

### 4.3 Raudoituksen aputyökalut

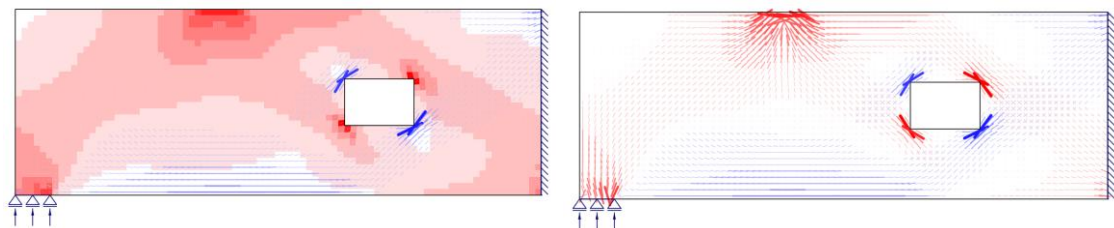
Ohjelmaan on muodostettu kolme toisistaan erillistä työkalua raudoitussuunnittelun tueksi. Työkalujen tavoitteena on auttaa tai opastaa suunnittelijaa määrittelemään raudoituksen sijainti sekä määrä tehokkaasti. Rakenteen osissa, joissa raudoituksen suuntaa tai määrää on vaikea etukäteen arvioida, on käytettävissä kaksi apumenetelmää: lineaarinen analyysi ja topologiaoptimointi. Molempien menetelmien avulla voidaan hahmottaa halkeilemattoman rakenteen kuormitustapauskohittaiset vetorasitetut alueet. Kolmas apumenetelmä on kehitetty raudoitteen määrän optimointiin. (Kaufmann et al. 2020, s. 23-24)

Raudoitussuunnittelun avuksi tarkoitetut suunnittelutyökalut analysoivat rakenteita lopullista mitoitusta huomattavasti yksinkertaisemmilla menetelmillä. Suunnittelijan onkin syytä asennoitua aputyökalujen olevan käyttökelpoisia alustavassa raudoitussuunnitteluvaiheessa, jonka jälkeen lopullinen rauditus määritellään ohjelman varsinaisten laskentamenetelmien avulla. Samoin suunnittelijan on hyvä muistaa, että vaikka rauditus on taloudellisin ja tehokkain sijoittaa vetojännitysalueisiin ja niiden suuntaisesti, tulee raudoitussuunnitelman olla toteutuskelpoinen myös tuotantoteknisesti. (Kaufmann et al. 2020, s. 23-24)

#### 4.3.1 Lineaarinen laskenta

Ohjelma suorittaa rakenteelle lineaariseen materiaalimalliin perustuvan analyysin. Laskenta ei huomioi lainkaan raudoitusta ja betonille laskenta puolestaan olettaa todellisuudesta poiketen homogeenisen koostumuksen ja isotrooppisen käyttäytymisen sekä puristettuna että vedettynä. Analyysi on nopea ja antaa suunnittelijalle lähtötiedon rakenteen teoreettisesta pääjännitysten trajektorijakaumasta. (Kaufmann et al. 2020, s. 24)

FEM-analyysissä käytetyn elementtiverkon tiheyttä voi käyttäjä halutessaan muokata. Analyysin laskentatuloksen voi asettaa näkyviin taustalle raudoitusta määriteltäessä. Ohjelma suorittaa analyysin kaikille määritellyille kuormitustapauksille. Laskentatuloksia voi tarkastella kuormitustapaus kerrallaan ja tulosten skaalaus sekä esitettävien jännitysrajojen asettaminen on mahdollistettu. Lineaarisen laskennan esimerkkituloksia on esitetty kuvassa 12.



Kuva 12. Lineaarisen laskennan mukainen pääjännitys jakauma. Punaisella puristusjännitysalueet/ puristusjännitystraajektorit ja sinisellä vetojännitystraajektorit.

#### 4.3.2 Topologiaoptimoitu laskenta

Iteratiivinen laskentatapa, jonka tavoitteena on optimoida mahdollisimman jäykkä rakenne kuormitustapauskohtaisesti. Ohjelma suorittaa optimoinnin käyttäen lineaarista FEM-laskentaa. Ohjelma suorittaa analyysin mahdollistaen jokaiselle laskentaelementille

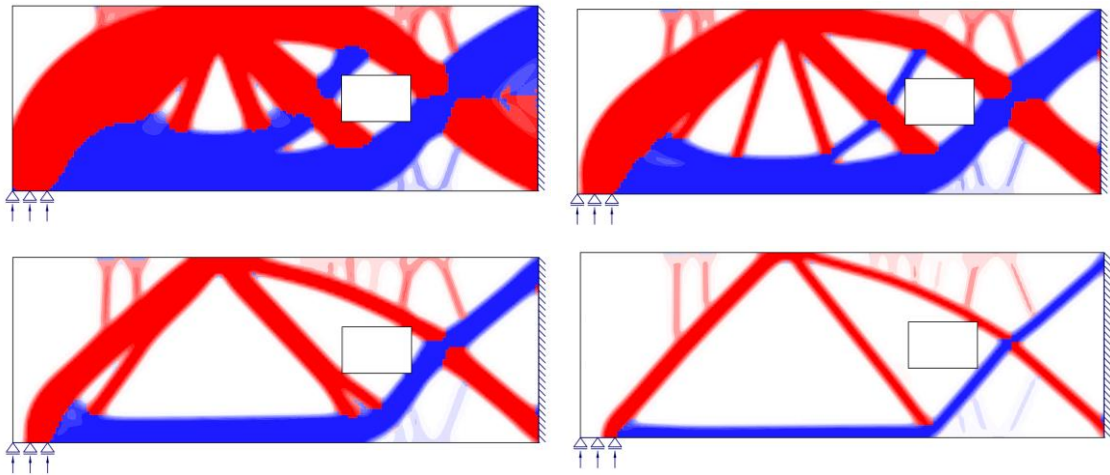
tiheyden 0-100% ja optimoiden tätä teoreettista parametria. Optimoinnin tuloksena muodostuu ns. tehollinen tiheys eli materiaali jakaumana se osuus rakenteesta, joka muodostetaan koko rakenteen sisäistä muodonmuutosenergiaa (engl. strain energy) minimoimalla. (Kaufmann et al. 2020, s. 24-25)

Laskentatuloksia voidaan tarkastella kuormitustapauskohtaisesti ja käyttäjä voi verrata optimointituloksia tehollisen tilavuuden tavoitearvoille: 20%, 40%, 60% tai 80% kokonaistilavuudesta. Tuloksena on ristikkomainen rakenne, jossa puristus- ja vetosauvat muodostavat kyseistä kuormitustapausta vastaavan optimoidun rakenteen. (Kaufmann et al. 2020, s. 25)

Käyttäjä pystyy määrittelemään optimoinnin laskenta-asetuksia kuvan 13 mukaisesti. Topologiaoptimoinnin tulokset voidaan tuoda näkymän taustalle rauditus suunnitteluvaiheessa lineaaristen laskentatulosten tavoin. Koska rakenteeseen muodostuvan ristikon muoto voi vaihdella suurestikin tehollisen tilavuuden tavoitearvojen välillä, on käyttäjän syytä muodostaa kokonaiskuva rakenteen käyttäytymisestä hyödyntämällä jokaisesta kuormitustapauksesta useampaa optimoinnin tulosta. Topologiaoptimoinnin tehollisen tilavuuden tavoitearvojen ero ristikon geometrian muodostumiseen on nähtävissä esimerkiksi kuvassa 14.

Topology optimization	
Calculated volume levels	4
Minimal effective volume [-]	0.20

Kuva 13. Topologiaoptimoinnin laskenta-asetusten määrittely.



Kuva 14. Topologiaoptimoinnin tulokset, kun tehollisen tilavuuden tavoitearvoksi on valittu vasemmasta yläkulmasta alkaen: 80%, 60%, 40% ja 20%. Puristusjännitys on esitetty punaisella, vetojännitys sinisellä.

#### 4.3.3 Betoniterästen määrän optimointi

Kaksi edellisissä alaluvuissa esiteltyä menetelmää auttavat raudoituksen sijoittamisessa erityisesti rakenteen vetojännitetyille alueille. Esimerkiksi topologiaoptimoinnin tuloksista vetosauvan vahvuudesta voi arvioida alueella vaikuttavan resultanttivoiman suuruutta ja sen avulla tarvittavan raudoituksen määrää, mutta optimoinnin tuottama tieto on kvalitatiivista eikä se huomioi lainkaan käyttäjän määrittelemää todellista raudoitusta. Raudoitussuunnittelun avuksi CSFM-menetelmässä on erillinen aputyökalu nimenomaan raudoitteiden määrän (raudoitetankojen kappalemäärä ja halkaisija) optimoimiseksi. (Kaufmann et al. 2020, s. 25-26)

#### 4.4 Compatible stress field method, CSFM-menetelmä

Ohjelman mitoitus perustuu elementtimenetelmään, jonka englanninkielinen nimi on Compatible Stress Field Method (CSFM). Menetelmä suorittaa rakenteen FEM-analyysin klassisen jännitysanalyysin tavoin täydentäen niitä kinemaattisilla näkökohdilla. CSFM-menetelmä voitaisiin suomentaa yhteensopivien jännitysjakaumien menetelmäksi. Nimen taustalla näkyy myös yleisimmät plastisuusteorian teoreemat; staattinen eli alarajateoreema ja kinemaattinen eli ylärajateoreema sekä yhdistetty teoreema (engl. compatibility theorem). (Kaufmann et al. 2020, s. 7-8, 15)

CSFM-menetelmällä arvioidaan rakenneosan rasituksia tason suuntaisten jännitysten vaikutuksesta. Menetelmällä voidaan automaattisesti määrittää betonin tehollinen

puristuslujuus rakenteessa vaikuttavaan jännityskaistaan nähdessä kohtisuoran rasitustilan avulla. Analyttinen malli toimii samaan tapaan kuin puristetun taso-osan analysointiin kehitetyt teorit, jotka ottavat huomioon betonin pehmenevän käyttäytymisen puristettuna (Modified Compression Field Theory, MCFT, kehittänyt Vecchio ja Collins) sekä plastisuusteorian mukaisen käyttäytymisen (Elastic-Plastic Stress Field method, EPSF, kehittänyt Ruiz ja Muttoni). (Kaufmann et al. 2020, s. 15)

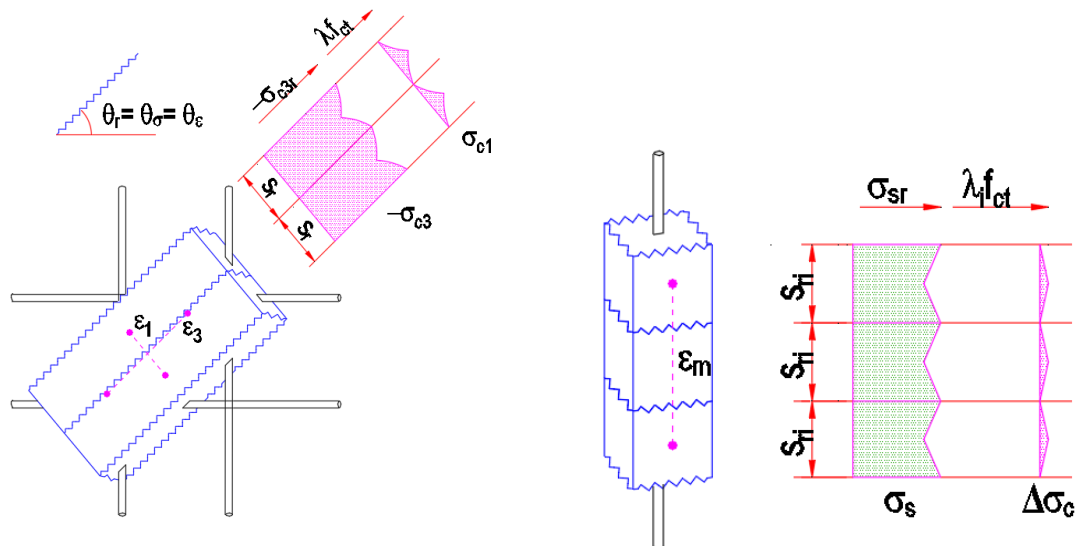
CSFM-menetelmä käsittelee betonia tasojännitystilassa eli rakenteeseen muodostuu jatkuva 2D-jännityskenttä, jota täydennetään erillisillä sauvaelementeillä, jotka edustavat aksiaalisen vetojännitystilaa betoniteräksillä. Menetelmässä betoniteräksillä ei ole kauttaaltaan sisällytetty betonia edustaviin 2D-elementteihin, vaan raudoitustangot on mallinnettu erillisinä elementteinä, jotka liitetään betonia edustaviin elementteihin. (Kaufmann et al. 2020, s. 33)

Epälineaarisen laskentamallin muodostamiseksi käyttäjä määrittelee useita lähtötietoja. Lähtötietoina määritellään esimerkiksi rakenteen geometrinen malli, materiaalitiedot, kuormitukset ja tuentareunaehdot sekä elementtiverkon tiheys. Ohjelman käyttämän FEM-analyysin yksityiskohtia on käyty yksityiskohtaisemmin läpi seuraavissa alaluvuissa. (Kaufmann et al. 2020, s. 33)

Idea Statica Concrete -ohjelmistolla voidaan mallintaa teräsbetonisia palkkeja ja seiniä, tai epäjatkuvuusalueita sisältäviä palkin tukialueita. Kun mallinnetaan kokonaisia rakenteita, voidaan niiden tuenta määritellä siten, että rakenne on tuettu isostaattisesti (staattisesti määrätty) tai hyperstaattisesti (staattisesti määräämätön). (Kaufmann et al. 2020, s. 33-34)

CSFM-menetelmä olettaa, että betoniin voi muodostua halkeamia vapaasti eri kaltevuuksiin. Betonissa ei esiinny halkeaman kohdalla vetojännitystä ja halkeamien oletetaan avautuvan ilman liukumaa. Menetelmä määrittelee raudoitukselle keskimääräisen venymän  $\varepsilon_m$  huomioimalla raudoituksen jännityksen halkeaman kohdalla  $\sigma_{sr}$ , betonin puristusjännityksen  $\sigma_{c3r}$  sekä betonin vetojäykistysvaikutuksen (betoni ottaa halkeamien välillä osan poikkileikkauksen kokonaisvetovoimasta pienentäen raudoituksen jännitystä). Muutoin ohjelma ei huomioi betonin vetolujuutta eli  $\sigma_{clr} = 0$ . Ohjelman mukaiset jännitysjakaukset on esitetty kuvassa 15. (IDEA StatiCa 2020b, s. 3-4; Leskelä 2008, s. 353)



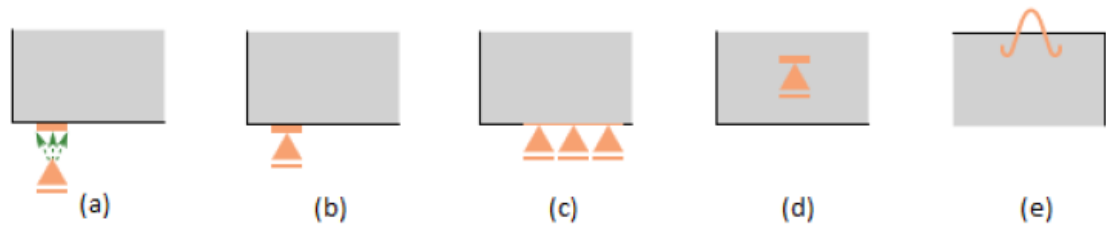


Kuva 15. Betonin pääjännitykset sekä raudituksen suuntaiset jännitykset CSFM-menetelmässä (mukaiilla IDEA StatiCa 2020b, luku 1.1).

CSFM-menetelmän kaltaisia yksinkertaistuksia on esitetty aiemminkin tasojännitystilaa rakenteiden käyttäytymistä määriteltäessä, olettaen että rakenne on raudoitettu siten, että haurasmurtuma halkeilun vuoksi on estetty. Betonin vetolujuuden jättäminen huomiotta murtorajatilamitoituksessa vastaa myös nykyaikaisten suunnitteluohjeiden periaatteita. Analyysimenetelmän periaatteiden vuoksi menetelmää ei voida käyttää hoikille rakenteille, joita ei ole raudoitettu verkkoraudoituksella. (IDEA StatiCa 2020b, s. 4)

#### 4.4.1 Tuenta

CSFM-menetelmässä tuentareunaehdot voidaan määritellä viidellä eri määritelmällä, joten yleisimmät eri mitoitusilanteissa esiintyvät tuentatavat saadaan määriteltäviä matemaattisesti riittävällä tarkkuudella. Pistemäinen tuki voidaan mallintaa useammalla eri tavalla, jotta vältettäisiin tuen epärealistisen pistemäisen koko ja tästä seuraava jännityskeskittymä (kuva 17). Tuentavaihtoehdot on esitetty kuvassa 16 ja niitä on käsitelty tarkemmin tässä luvussa. Ohjelmasta löytyy tukireunaehdojen määrittämiseen tyypillisimmät vapausasteiden säätömahdollisuudet (pysty- ja vaakasuuntainen tuenta sekä tasoon nähden kohtisuora kiertymä). (Kaufmann et al. 2020, s. 34)



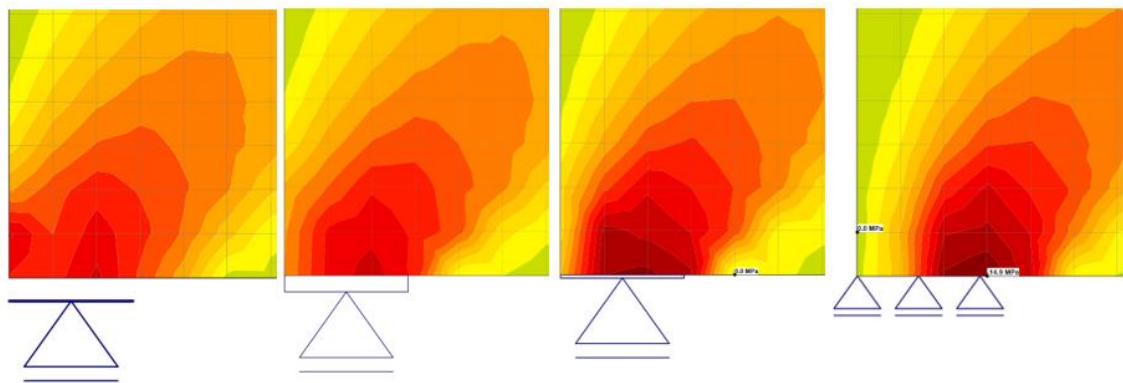
Kuva 16. CSFM-menetelmän tuentavaihtoehdot: a) Hajautettu pistetuki, b) pistetuki, aluslevy, terästä c) viivatuki, d) pistetuki, nostoankkuri tai välillinen tuenta, e) pistetuki, nosto-osa (IDEA StatiCa 2020b, luku 3.2.1).

Hajautettu pistetuki (engl. point distributed) on tuentareunaehto, jossa rajoiteyhtälön avulla pistemäinen tukivoima kytketään jäykällä sidoksella (engl. rigid bond) reunan betonielementtien solmuihin tai betonielementtien solmuihin tietylle alueelle rakenteen sisäalueella. Tukimääritelmän avulla tukivoima ei keskity epärealistisen pienelle alueelle, eikä jännitys jakaumaan tuella muodostu jyrkkää muutosta. Hajautetun pistetuen oletta-  
mus tasaisesta jännitys jakaumasta, jossa rotaatio on vapautettu, toteutuu tukemistapauksissa, jotka on toteutettu käyttäen tuella laakerimateriaalina kumilevyä (neopreenikumilevy tai vastaava) tai siltarakenteiden kumipesälaakereita. Tuentareunaehdossa on mahdollista määritellä myös eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1 2015) luvun 6.7 mukainen paikallinen puristusalue, jonka mitoitus tulee kuitenkin varmistaa erillisellä käsinlaskennalla. (IDEA StatiCa 2020a)

Pistetuki, metallinen aluslevy (engl. point bearing plate), on tuentareunaehto, jossa tukivoima siirtyy laskentamalliin teräslevyn välityksellä. Ohjelma ei analysoi teräslevyn kestävyyttä, vaikka siihen luodaankin oma elementtiverkko. Teräslevy toimii laskentamallissa vain tukivoimia siirtävänä liitoselimenä. Tukimääritelmän avulla voidaan mallintaa tukemistapauksen mukainen todellinen teräslevy. Teräslevyn vahvuuden määrittelyssä on syytä olla huolellinen, sillä sen vaikutus tuloksen tarkkuuteen on merkittävä (laskennassa käytetään teräslevylle määritellyn materiaalmallin muodonmuutosominaisuuksia). Laskentamallissa rajoiteyhtälön avulla teräslevyn elementtiverkko kytketään betonielementtien elementtisolmuihin jäykällä sidoksella (engl. rigid bond). (IDEA StatiCa 2020a)

Viivatuki (engl. line support) muodostaa tuentareunaehdon, jossa ryhmä jousia (engl. spring support) toimii tukena määrätyn mittaisella alueella. Tämä tukivaihtoehto on yleispätevin pistemäisten tukemistapauksien mallintamiseen käytettävistä vaihtoehdoista, jos ne ovat tyypiltään poikkeavia kahdesta edellä esitetystä. Viivatuki

voidaan asettaa vaikuttamaan rakenteen reunan betonielementtien solmuihin tai rakenteen sisäalueelle, jolloin tuenta liitetään betonielementtien solmuihin sisäisillä kytkennöillä (engl. internal bonds). Jousimaisen tuen jäykkyys määräytyy oletusasetuksena yläpuolisen rakenteen jäykkyyden mukaan, tai käyttäjän määrittelyn mukaisesti [MN/m]. Tämän tuentavaihtoehdon oletusasetuksena on mallintaa epälineaarinen tuenta, joka vastustaa vain puristusjäännityksiä. Kyseinen valinta voidaan asettaa myös pois päältä, jolloin tuenta toimii sekä puristus- että vetojäännityksille. Esimerkiksi paaluperustusten yhteydessä vain puristusjäännityksiä vastaanottava tuenta on usein mallinnustarkkuutta lisäävä valinta. (IDEA StatiCa 2020a)



Kuva 17. Betonin jännitys jakauma pistetuella eri tuentareunaehdoilla mallinnettuna. Vasemmalta oikealle: Hajautettu pistetuki; pistetuki, jäykkä aluslevy terästä (S450) 100 mm; pistetuki, myötäävä aluslevy terästä (S235) 20 mm; viivatuki.

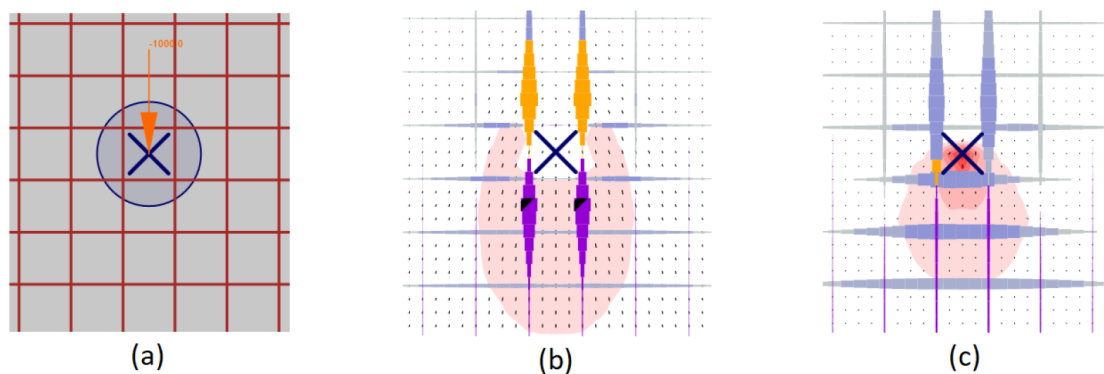
Pistetuki, nostoankkuri tai välillinen tuenta (engl. patch support), on tarkoitettu valmisosarakentamisessa käytettävien nostoankkureiden (myös kaikkien betoniteräksiin hitsattavien tai suoraan niihin tukeutuvien nostoankkureiden) tai välillisen tuennan mallintamiseen esimerkiksi leukapalkkipoikkileikkauksen mitoittamiseksi. Tuentareunaehdot määriteltäessä käyttäjä määrittelee alueen, johon nosto-osa vaikuttaa, jonka vuoksi kyseinen tuenta voidaan sijoittaa vain rakenteen sisäalueelle. Tukireaktio liitetään jäykästi (engl. rigid) betoniteräselementtien solmuihin tehollisen ympyränmuotoisen alueen sisällä, jos nostoankkuriin liittyvä raudoitus on määritetty. Myös betonielementtien solmuihin liittäminen on mahdollista. (IDEA StatiCa 2020a)

Pistetuki, nosto-osa (engl. hanging), on tarkoitettu valmisosarakentamisessa käytettyjen nostolenkkien mallintamiseen. Ohjelma ei suorita varsinaisen nosto-osan mitoittamista tai ankkuroitumista betonirakenteeseen. Nosto-osa liitetään betonielementin solmuihin samaan tapaan kuin teräsbetonirakenteen harjaterästangoista muodostuva raudoitus eli

kytkennöillä (engl. bond) sekä monipisterajoiteyhtälöllä (engl. Multi-Point Constraints eli MPC). (IDEA StatiCa 2020a)

#### 4.4.2 Kuormitukset

Laskentamallin geometriaan on mahdollista määrittellä pistekuorman jakaantumisen mallintamiseksi neljä erilaista apuosaa. Pistekuormien mallintamisen apuosat ovat toiminnallisuudeltaan samankaltaisia vastaavien tuentareunaehtojen kanssa. Välillisen pistekuorman mallintamista on havainnollistettu kuvassa 18. (Kaufmann et al. 2020, s. 35)



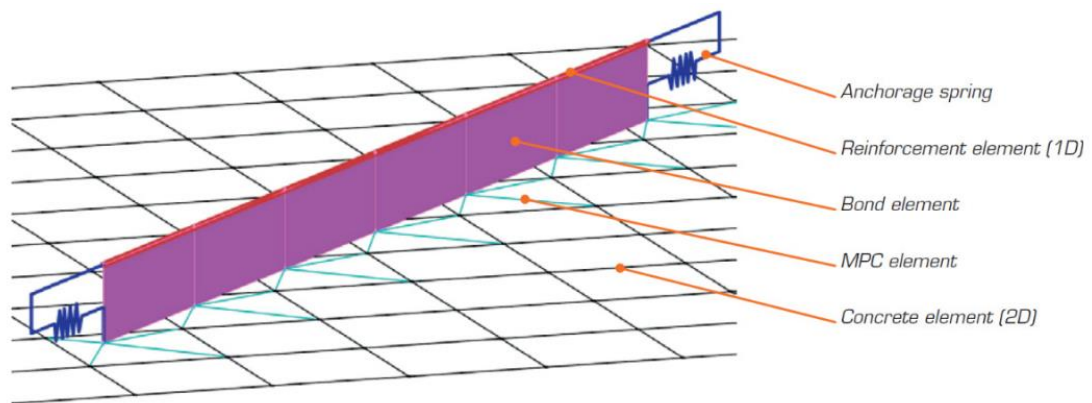
Kuva 18. Välillisen pistekuorman mallinnus: a) kuorman määrittäminen (sininen alue kuvaa tehollista vaikutusaluetta), b) apuosa on liitetty raudoituselementtien solmuihin, c) apuosa on liitetty betonielementtien solmuihin (IDEA StatiCa 2020b, luku 3.2.2).

Kuormitukset määritellään ohjelmaan jakaen ne kuormaluokkiin. Ohjelmassa kuormaluokaksi voidaan määrittää pysyvät tai muuttuvat kuormat. Kuormaluokkien nimeämisestä voi käyttäjä halutessaan muokata, jolloin esimerkiksi laskelmien dokumentoinnista saadaan yksiselitteinen kokonaisuus. Kuormitusyhdistelmät muodostetaan käyttäjän toimesta, joten onnettomuuskuormien määrittely on myös mahdollista.

Kuormituksia määriteltäessä pistekuorma liitetään apuosaan tai sen sijainti määritellään kuten muidenkin kuormitustyyppien (viivakuorma ja pintakuorma). Jos pistekuorma määritellään laskentamalliin ilman apuosaa, sille määritellään tehollinen ympyränmuotoinen vaikutusalue sädemitan  $r_{eff}$  avulla. On syytä myös huomioida, että ohjelma ei määrittele rakenteen omaapainoa automaattisesti, vaan se tulee käyttäjän määrittää. (Kaufmann et al. 2020, s. 35)

#### 4.4.3 Laskennassa käytetyt elementtityypit

Epälineaarisen laskentamallin luomiseksi on määritelty useita erilaisia elementtejä, jotka kuvastavat betonia, betoniteräksiä ja niiden välistä yhteistoimintaa. Sekä betoni että betoniteräkset verkotetaan itsenäisesti, jonka jälkeen ne liitetään toisiinsa hyödyntäen kytkentäelementtejä ja monipisterajoitteita (engl. Multi Point Constraint, MPC). Ohjelman uusimmassa versiossa, joka on julkaistu 2021, kytkentäelementti ja monipisterajoite on yhdistetty yhdeksi elementiksi, jota ohjelman julkaisija kutsuu nk. superelementiksi. Ohjelmassa käytetty mallinnustapa mahdollistaa raudoituksen mielivaltaisen sijoittelun suhteessa betoniin. Ankkurointipituuden mitoitukseen liittyvät elementtityypit on esitelty työn luvussa 4.5. Ohjelmassa käytettyä teräsbetonirakenteen mallinnustapaa on havainnollistettu kuvassa 19. (Kaufmann et al. 2020, s. 37; IDEA StatiCa 2021b, s. 28)



Kuva 19. CSFM-menetelmän mukainen FEM-malli murtorajatilamitoituksen yhteydessä, jossa betoniteräselementit on kytketty (engl. mapped) betonielementtiverkkoon käyttäen rajoiteyhtälöinä kytkentä- ja MPC-rajoitteita. Kuvan oikeassa reunassa mainitut termit ylhäältä alas: ankkurointia kuvaava jousielementti, betoniteräselementti (1D), kytkentäelementti, MPC-rajoite ja betonielementti (2D). (IDEA StatiCa 2020b, luku 3.5)

Betonirakenteen mallintamiseen ohjelma käyttää neli- ja kolminurkkaisia kuorielementtejä (engl. shell) CQUAD4 ja CTRIA3. Elementit voidaan määritellä neljällä ja kolmella nurkkasolmulla muotonsa mukaisesti. Koska CSFM-menetelmän oletta-  
mus on suorittaa analyysi tasojännitystilassa, ei seinää vastaan kohtisuoria jännityksiä oleteta esiintyvän. (Kaufmann et al. 2020, s. 38)

Jokaisessa elementissä on neljä tai kolme integroimispistettä, jotka sijaitsevat likimain elementin neljännespisteissä. Jokaisessa integroimispisteessä lasketaan päävenymien

suuntakulmat  $\alpha_1$  ja  $\alpha_3$ . Näissä molemmissa pääsuunnissa määritellään pääjännitykset  $\sigma_{c1}$  ja  $\sigma_{c3}$  sekä materiaalin jäykkyyttä kuvaavat kimmomoduulit  $E_1$  ja  $E_3$  luvussa 4.2 esitellyn jännitys-venymäkuvaajan mukaisesti. Jokaisen integroimispisteen jäykkyydsmatriisi on esitetty kaavassa (15):

$$\begin{pmatrix} \sigma_{c1} \\ \sigma_{c3} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_1(\varepsilon_1, \varepsilon_3) & 0 \\ 0 & E_3(\varepsilon_1, \varepsilon_3) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_3 \end{pmatrix}, \quad (15)$$

missä  $\varepsilon_1, \varepsilon_3$  ovat päävenymiä ja muut kaavassa esiintyvät muuttujat on esitelty edellä. (Kaufmann et al. 2020, s. 38)

On syytä huomioida, että betonin pehmenevä käyttäytyminen puristettuna vaikuttaa pääpuristusjännityksen suuntaan. Jännityskomponentit  $\sigma_x, \sigma_y$  ja  $\tau_{xy}$  lasketaan jokaisessa integroimispisteessä muuntaen pääjännitysten suuntaiset jännitykset koko rakenteen globaaliin koordinaatistoon. (Kaufmann et al. 2020, s. 38)

Betoniteräksset mallinnetaan CSFM-menetelmässä käyttäen kahden elementtipisteen muodostamaa 1D sauvaelementtiä CROD, jossa vallitsee aksiaalinen jännitystila. Nämä betoniteräselementit on liitetty erityisiin kytkentäelementteihin, joiden avulla mallinnetaan raudoituksen ja betonin välistä liukumaa. Nämä kytkentäelementit puolestaan liittyvät MPC-elementtien avulla betonielementtiverkkoon. Tämä mallinnustapa mahdollistaa betoniterästen ja betonin verkotuksen toisistaan erillisinä, vaikka niiden yhteistoiminta varmistetaan laskennan myöhemmässä vaiheessa. (Kaufmann et al. 2020, s. 38)

#### 4.4.4 Elementtiverkko

Elementtiverkotus on yksi tärkeistä FEM-analyysin osa-alueista luotettavien tulosten saavuttamiseksi. Erityisesti monimutkaiset geometriat asettavat verkotukselle omat haasteensa. Ohjelma luo elementtiverkon automaattisesti tässä luvussa kuvattujen määritelmien avulla. (Kaufmann et al. 2020, s. 41)

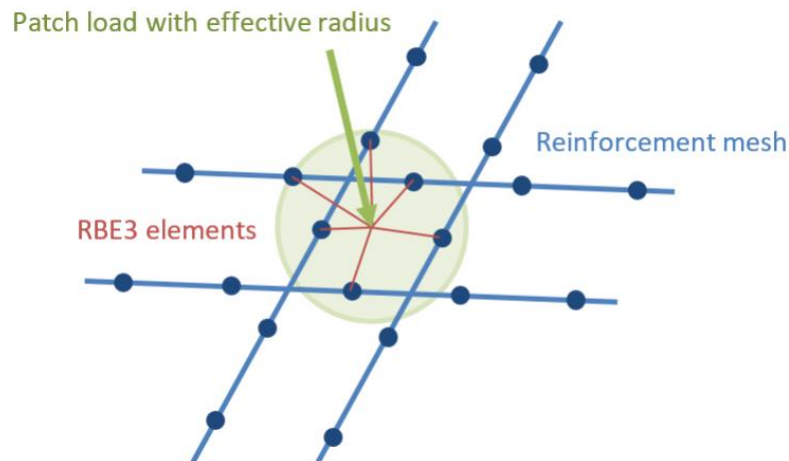
Rakenteen kaikkien betoniosien verkotus toteutetaan yhtenä kokonaisuutena. Elementin koko määritellään ohjelmassa automaattisesti perustuen rakenteen kokoon ja muotoon sekä ottaen huomioon suurimman raudoitettangon halkaisijan koon. Rakenteen ohuet osat verkotetaan siten, että niihin muodostetaan vähintään neljä elementtiä, jotta myös esimerkiksi hoikkien pilareiden tai ohuiden laattojen osalta laskentatulokset olisi luotettava.

Betonielementtien laskentamallikohtainen maksimimäärä ohjelmassa on 5000 elementtiä, jota voidaan pitää riittävänä useimmille rakenteille. Jos elementtimäärä ylittää maksimimäärän, ohjelma ilmoittaa varoitustekstissä toteutuneen sekä suositellun elementtimäärän. Käyttäjä voi ohjata betonielementtien verkotusta säätämällä kerrointa, jolla elementtiverkon oletusarvoja muokataan (kertoimelle voidaan käyttää arvoja 0.5-5). (Kaufmann et al. 2020, s. 41-42)

Raudoitus on jaettu lähimain betonielementtiverkon kokoa vastaaviin elementteihin. Kun betoni ja betoniteräkset on verkotettu, ohjelma yhdistää ne toisiinsa käyttäen murtorajatilassa kytkentäelementtejä tai käyttörajatilassa käyttäen suoraan MPC-elementtejä. (Kaufmann et al. 2020, s. 42)

Apulaitteiden, kuten teräksiset aluslevyt, verkotus toteutetaan itsenäisenä kokonaisuutena. Näiden elementtien kooksi lasketaan  $\frac{2}{3}$  betonielementtien koosta liitosalueella. Aluslevyn solmut kytketään hajautetusti elementtiverkon reunasolmuihin käyttäen rajoiteyhtälöelementtejä (RBE3). (Kaufmann et al. 2020, s. 42)

Välilliset kuormitukset sekä tuennat (engl. patch loads, patch supports) liitetään raudoituselementtiverkkoon havainnekuvan 20 mukaisesti. Jotta liitos voidaan toteuttaa, tulee käyttäjän määrittää välilliseen kuormitukseen/ tuentaan liittyvä raudoitus. Ohjelma toteuttaa liitoksen tehollisen vaikutussäteen alueella, jolloin kaikki alueen betoniterässolmut on liitetty yhtäläisesti painotettuna RBE3-elementein. Viivatuett ja -kuormat liitetään betonielementtiverkon solmuihin määritellyn levyisellä tai tehollisen säteen avulla määritellyllä vaikutusalueella käyttäen niin ikään RBE3-elementtejä. Kytkentöjen painotus on kääntäen verrannollinen tuennan tai kuormituksen etäisyyteen nähden. (Kaufmann et al. 2020, s. 42)



Kuva 20. Havainnekuva välillisen kuormituksen kytkennästä raudoituselementtiverkon solmuihin (IDEA StatiCa 2020b, luku 3.6.4).

#### 4.4.5 Epälineaarisen laskennan ratkaisumenetelmä

Epälineaarisen tasapainoyhtälön ratkaisumenetelmänä on käytetty Newton-Raphson menetelmää (NR-menetelmä). Yleisesti on tiedostettu, että NR-menetelmän tulos ei useimmiten konvergoi, jos kokonaiskuormitus määritellään kerralla. Tässäkin ohjelmassa on käytetty yleistä tapaa jakaa kokonaiskuormitus kuormitusaskeliin, jolloin edellisen askeleen lopussa laskettua arvoa voidaan käyttää seuraavan kuormitusaskeleen siirtymän alkuarvona. Ohjelmaan on toteutettu NR-menetelmän lisäksi kuormitusaskelien ohjauksen algoritmi. Tapauksessa, jossa NR-menetelmän mukainen iteratiivisen prosessin tulos ei konvergoi, sen hetkinen kuormitusaskel puolitetaan ja NR iterointia yritetään uudestaan. Tätä prosessia jatketaan, kunnes joko i) kuormitusaskeleen minimi saavutetaan (jolloin ratkaiseminen keskeytetään ja viimeisin konvergoiut tulos julkaistaan) tai ii) NR-iteroinnin tulos konvergoi, jolloin lisätään seuraava kuormitusaskel, ellei kokonaiskuormitusta ollut vielä saavutettu. (Kaufmann et al. 2020, s. 43)

Kuormitusaskelien ohjauksen algoritmin toisena päämääränä on löytää kriittinen kuormitus, joka vastaa iteroinnin tiettyä lopetusehtoa – erityisesti betonin maksimivenymää, kytkentäelementtien maksimiliukumaa, ankkurointielementtien maksimisiirtymää ja betoniterästen maksimivenymää. Kriittisen kuormituksen löytymiseksi käytetään kahtiajakomenetelmää. Kun analyysissä saavutetaan lopetusehto missä tahansa laskentamallin osassa, viimeisimmän kuormitusaskeleen tulos hylätään ja laskenta suoritetaan viimeisimmän kuormitusaskeleen puolitetulla arvolla. Tätä prosessia



jatketaan, kunnes kriittinen kuorma pystytään määrittelemään tietyn virhetoleranssin mukaisesti. (Kaufmann et al. 2020, s. 43)

Betonin venymän osalta lopetusehdoksi kuorielementtien integroimispisteissä on asetettu oletuksena puristettuna 5 % puristuma, toisin sanoen noin kymmenkertainen arvo verrattuna betonin todelliseen murtopuristumaan, ja vedettynä 7 % venymä. Puristumakriteerin valintaperusteena arvo valittiin niin suureksi, että puristusmurron vaikutukset näkyvät tuloksissa, mutta kuitenkin sen verran pieni, ettei se aiheuta numeerisia ongelmia laskentamallissa. Vetojännityksen suuri venymäkriteeriarvo perustuu siihen, että tyypillisesti betoniteräs saavuttaisi venymäkriteerinsä ensin, kun vetojäykistysvaikutusta ei huomioida. (Kaufmann et al. 2020, s. 43)

Betoniteräksille lopetusehdot on määritelty jännitysten avulla. Koska betoniterästen jännitys halkeamien kohdalla määritellään, vetojännityksen kriteeri vastaa betoniteräksen vetolujuutta  $f_t$ , huomioiden myös varmuuskertoimen. Samaa arvoa käytetään myös puristusjännityksen lopetuskriteerinä. (Kaufmann et al. 2020, s. 43)

Kytkeä- ja ankkurointielementtien lopetusehto on  $\alpha \delta u_{max}$ , missä  $\delta u_{max}$  on liukuma sta aiheutuva maksimisiirtymä ja  $\alpha = 10$ . Halutessaan käyttäjä voi muokata  $\alpha$ -kertoimen oletusarvoa. Kertoimen  $\alpha$  oletusarvo valittiin suureksi, jotta betonin ja betoniterästen lopetusehdot saavutettaisiin ensin lähes kaikissa laskentatapauksissa. Täten mahdollinen betoniterästen irtoaminen betonista näkyy selkeästi laskentatuloksista. (Kaufmann et al. 2020, s. 43)

On syytä huomioida, että usein tulos lähtee hajaantumaan ennen kuin määriteltyjä lopetusehtoja saavutetaan, tyypillisimmin johtuen betonielementin suuresta puristuspehmenemisestä. Näissä tapauksissa ohjelma tuottaa virheilmoituksen laskentamallin tuloksen hajaantumisesta ja käyttäjä saa tietoonsa viimeisimmän konvergoineen kuormitusaskeleen tulokset. (Kaufmann et al. 2020, s. 44)

#### 4.4.6 Suositeltu mitoitusprosessi

Kun rakenteen geometria, materiaalit, reunaehdot ja rauditus on kauttaaltaan määritelty, voidaan rakenne mitoittaa suorittamalla CSFM-analyysin mukainen laskenta. CSFM-menetelmä suorittaa rakenteelle kaksi toisistaan poikkeavaa analyysiä: murtorajatilan ja käyttörajatilan mitoituksen. Käyttörajatilamitoituksessa on voimassa oletukset, että

murtorajatilamitoitus on täyttänyt suunnitteluohjeiden mukaiset vaateet, eivätkä materiaalit saavuta myötörajaa käyttörajatilan kuormituksilla. Näiden lähtötietolettamusten perusteella käyttörajatilan materiaalimalleja on voitu yksinkertaistaa parantaen laskentanopeutta ja laskentamallin vakautta, mutta suunnittelijan on tiedostettava, että käyttörajatilamitoituksen tulokset ovat luotettavia vain siinä tapauksessa, että murtorajatilamitoitus on onnistunut. Näiden ohjelmassa tehtyjen olettamusten vuoksi on suositeltavaa käyttää tässä luvussa esiteltyä suunnitteluprosessia, jossa ensimmäiseksi suoritetaan murtorajatilamitoitus. (Kaufmann et al. 2020, s. 29)

Ohjelmaan voidaan määritellä suunnittelustandardien mukaiset osavarmuusluvut materiaaleille ja kuormitusyhdistelmille. Rakenteen tehokas suunnittelu kannattaa aloittaa esisuunnitteluvaiheella, jonka laskentamallien toiminta on nopeaa ja mahdollisimman taloudellisen teräsbetonirakenteen määrittely voidaan suorittaa analyysien perusteella. Esisuunnitteluvaiheessa:

- valitaan kriittisimmät kuormitusyhdistelmät
- suoritetaan vain murtorajatilamitoitus
- (kytketään ankkurointipituuden laskentaan käytettävä kytkentäelementtien käyttö pois päältä)
- määritellään käytettäväksi karkea elementtiverkko.

Esisuunnitteluvaiheessa voidaan helposti muokata tarvittaessa raudoitusta. Tämän jälkeen suoritetaan varsinainen murtorajatilan mitoitus, jolloin kaikki kuormitusyhdistelmät otetaan mukaan laskentaan, kytetään ankkurointipituuden mitoitus aktiiviseksi ja säädetään elementtiverkon tiheys ohjelman suosittelemalle tasolle. Murtorajatilamitoitus viimeistellään suorittamalla elementtiverkon konvergenssitarkastelu, jotta saatuja tuloksia voidaan pitää luotettavina. (Kaufmann et al. 2020, s. 29-30)

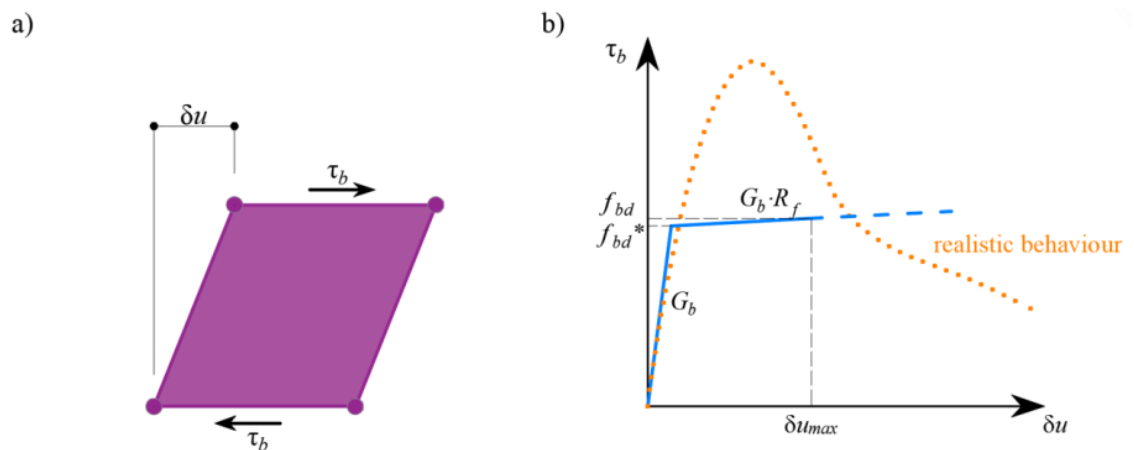
Käyttörajatilamitoituksessa materiaalimalleille käytetään yksinkertaistuksia, kuten työn kappaleessa 4.2.1 on mainittu. Käyttörajatilamitoituksessa raudoitteen pään ja betonin välille on oletettu ns. täydellinen kytkös eli ankkurointipituutta ei mitoiteta tässä rajatilassa. Betonin materiaalimallin plastista osuutta jännitys-venymäkäyrästä ei oteta huomioon. Nämä yksinkertaistukset eivät heikennä ratkaisutulosta, kun materiaalien käyttörajatilakuormituksista aiheutuvat jännitykset ovat selvästi myötörajaa pienemmät, kuten suunnittelustandarditkin vaativat. Käyttäjän onkin tiedostettava, että

käyttörajatilamitoituksen tulokset ovat luotettavia vain siinä tapauksessa, että kaikki rajatilan mitoitusehdot täyttyvät. (Kaufmann et al. 2020, s. 30)

## 4.5 Ankkurointimitoitus

Ankkurointipituutta määriteltäessä raudoitteen pään ja MPC-rajoitteen väliin mallinnetaan kytkentäelementti (engl. bond element) sekä raudoitustangon ankkuroitumiskapasiteettia kuvaava jousielementti (engl. anchorage end spring element). (Kaufmann et al. 2020, s. 37)

Betoniteräksen ja betonin välisten ankkurointivoimien mallintaminen murtorajatilassa on CSFM-menetelmässä toteutettu käyttäen kytkentäelementtiä, jonka tartuntajännitys  $\tau_b$ -muodonmuutoskuvaaja (liukuman seurauksena syntyvä siirtymä  $\delta_u$ ) on esitetty kuvassa 21. Tämä kytkentäelementti on määrittelyltään samankaltainen kuin kuorielementti CQUAD4. Kytkentäelementti muodostuu niin ikään neljästä solmusta, mutta toisin kuin kuorielementillä, sillä on jäykkyyttä ainoastaan kahden alareunan ja kahden yläreunan solmun välisen leikkausvoiman suhteen. Ohjelmassa kytkentäelementin ylempi solmupari on liitetty raudoituselementteihin ja alempi solmupari betonielementteihin. (Kaufmann et al. 2020, s. 38)



Kuva 21. a) Kytkentäelementin muodonmuutoksen käsitteellinen kuvaus, b) jännitys-siirtymäyhteys (kuvaajassa pisteviivalla esitetty todellinen käyttäytyminen) (IDEA StatiCa 2020b, luku 3.5.3).

Tämä yksinkertaistettu laskentamalli on yksinomaan tartuntajännitysten määrittelyä varten, jotta suunnitteluohjeiden mukainen mitoitus ankkurointipituuden määrittämiseksi voidaan suorittaa. Tätä kyseistä tartuntajännitysten määrittämiseen käytettävä

laskentamallia käytetään vain ankkurointipituuden määrittämiseen, ohjelman vetojäykistysvaikutuksen ja halkeamaleveyden määrittelyyn käyttämät yhtälöt ovat tästä poikkeavia. (Kaufmann et al. 2020, s. 19)

Liukumoduuli  $G_b$  ankkurointiliukumisen yhteydessä on ohjelmassa määritelty kaavan (16) mukaisesti:

$$G_b = k_g \frac{E_c}{\varnothing}, \quad (16)$$

missä  $k_g$  on kerroin, jolla huomioidaan raudoitteen pinnan laatu (oletusarvona  $k_g = 0.2$ ),

$E_c$  on betonin kimmokerroin, jonka arvona tässä yhteydessä käytetään sekanttimoduulin  $E_{cm}$  arvoa [MPa],

$\varnothing$  on raudoitustangon halkaisija.

Ohjelma käyttää ankkurointimitoituksessa ääriarvona eurokoodin mukaista tartuntalujuuden mitoitusarvoa  $f_{bd}$  huomioiden tartuntaolosuhteet (käyttäjä määrittelee ohjelmaan valusunnan). Plastisen alueen lujittuminen lasketaan oletuksena kaavalla  $G_b/10^5$  (eli oletusarvona kerroin  $R_f = 10^{-5}$ ). (Kaufmann et al. 2020, s. 39)

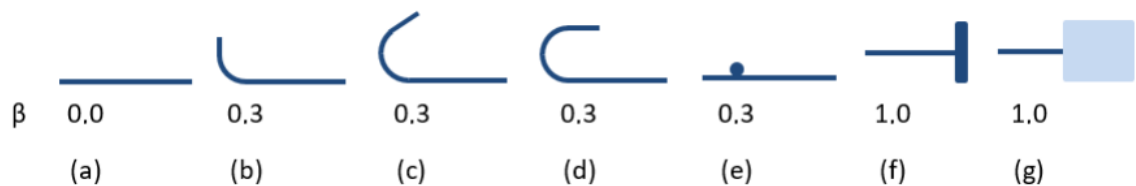
Eurokoodin kohdan 8.4.4 mukaan ankkurointipituudelle voidaan määrittää ekvivalentti ankkurointipituus yksinkertaistettuna vaihtoehtona vetovoiman ankkuroinnin määrittämiseksi, kun tangon ankkurointimenetelmä on jokin eurokoodin vakioiduista taivutusmuodoista (ja mikäli betonipeite on annettujen reunaehtojen mukaan riittävä) tai ankkurointialueella sijaitsee hitsattu poikittaistanko/-tankoja. Tämä menetelmä mahdollistaa tangon päässä vaikuttavan ankkurointikapasiteettiä kasvattavan tekijän huomioimisen siten, että ankkurointipituudelta vaadittavaa perusarvoa kerrotaan pienennöskertoimella. Ekvivalentin ankkurointipituuden asemointi tangon muotoon nähden on määritelty eurokoodissa kullekin vakioidulle taivutusmuodolle. Asemoinnin määrittelytapa on yhtäläinen kuin CSFM-menetelmässä, joka on esitetty kuvassa 24. (Eurokoodi SFS EN 1992-1-1, s. 134-135)

Eurokoodin mukainen ankkuroitumisen kapasiteetin lisääminen tankojen muodon vaikutuksesta (taivutus, koukku ja lenkki) on huomioitu ohjelmassa laskemalla ankkurointipituus  $l_b$  kaavan (17) mukaisesti:

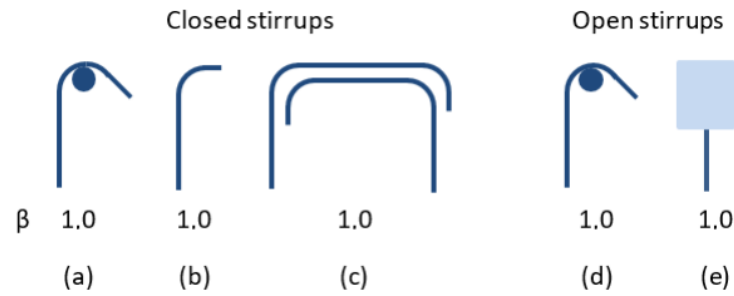
$$l_b = (1 - \beta)l_{b,net}, \quad (17)$$

missä  $\beta$  on kerroin, jolla huomioidaan raudoitteen eurokoodin mukainen, vakioitu taivutusmuoto kuvien 22 ja 23 mukaisesti,  $l_{b,net}$  on ankkurointipituuden perusarvo [mm].

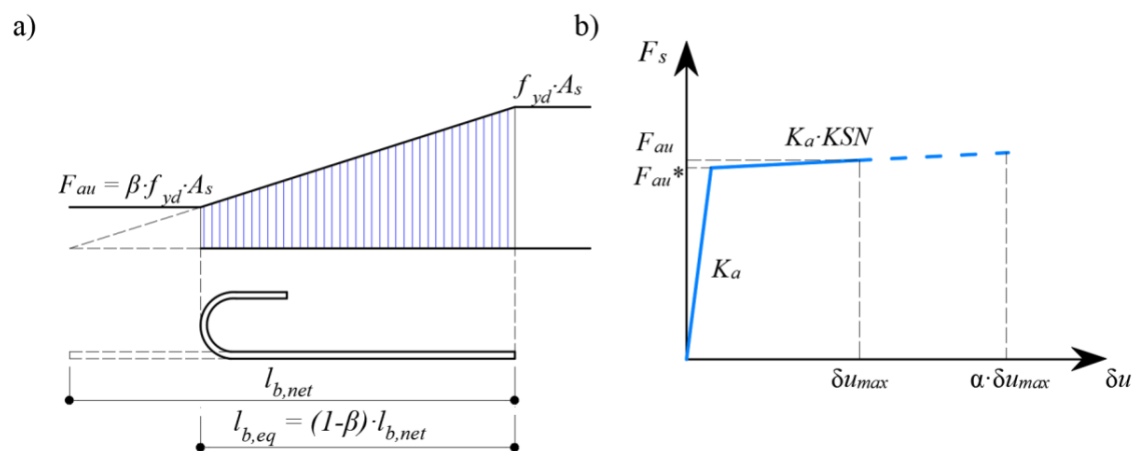
Kertoimen  $\beta$  arvot ovat yhteneväiset eurokoodin vastaavien kertoimien kanssa, kun määritellään vedetyn tangon ankkurointipituuden mitoitusarvo ekvivalentin ankkurointipituuden avulla. On syytä huomioda, että vaikka ohjelmaan on määritetty suunnitteluohjeen mukaiset ankkurointikapasiteettia parantavat vaihtoehdot, todellisuudessa CSFM-menetelmässä on kolme raudoitteen pään ankkuroinnin laskentatapaa: i) ei vähennystä ankkurointipituuden perusarvoon, ii) ankkurointipituutta pienennetään 30 % ankkurointipituuden perusarvosta, iii) raudoitteen täydellinen jatkuvuus. Toinen huomionarvoinen seikka on, että ohjelman laskentamenetelmää kuvaavasta aineistosta ei löydy mainintaa, että ohjelma käyttäisi taivutuksien tai koukkujen ankkurointia parantavaa vaikutusta vain vetorasitettujen raudoitteiden ankkuroitumisen määrittämiseen, kuten eurokoodi yksiselitteisesti toteaa. (Kaufmann et al. 2020, s. 39-40)



Kuva 22. Pääraudoituksen ankkurointityypit ja niitä vastaavat kertoimen  $\beta$  arvot CSFM-menetelmässä: a) suora tanko, b) vakiotaiivutus, c) vakiokoukku, d) vakiolenkki, e) hitsattu poikittaistanko, f) täydellinen voimansiirto, g) jatkuva tanko (IDEA StatiCa 2020, luku 3.5.4).



Kuva 23. Hakojen ankkurointityypit ja niitä vastaavat kertoimen  $\beta$  arvot CSFM-menetelmässä: Umpihaat a) vakiokoukku, b) vakiotaivutus, c) haan yläsivulla täysi jatkospituus; avoimet haat d) vakiokoukku, e) jatkuva tanko (IDEA StatiCa 2020, luku 3.5.4).



Kuva 24. Ekvivalentin ankkurointipituuden määrittelyn laskentamalli: a) ankkurointivoimien jakaantumamuoto ja ekvivalentin ankkurointipituuden aseointi tangon muotoon nähden, b) liukuman seurauksena syntyvän siirtymän  $\delta_u$  ja raudoitteessa vaikuttavan voiman yhteys (IDEA StatiCa 2020, luku 3.5.4)

CSFM-menetelmässä ekvivalentin ankkurointipituuden määrittely toteutetaan raudoitteen päähän sijoitettavan jousielementin avulla. Jousielementin käyttämä voima-siirtymäkuvaaja on esitetty kuvassa 24. Maksimivoima  $F_{au}$ , jonka jousielementti pystyy välittämään raudoitteen ja betonin välillä on määritelty kaavassa (18):

$$F_{au} = \beta A_s f_{yd}, \quad (18)$$

missä  $\beta$  on kerroin, jolla huomioidaan raudoitteen eurokoodin mukainen, vakioitu taivutusmuoto kuvien 22 ja 23 mukaisesti,

$A_s$  on raudoitustangon pinta-ala [mm<sup>2</sup>],

$f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [MPa].

Jousielementin jäykkyyden kulmakerroin  $K_u$  määritellään kaavan (19) mukaisesti:

$$K_u = \beta l_{b,net} \phi G_b, \quad (19)$$

missä esiintyvät muuttujat on esitelty edellä. Plastisen alueen lujittuminen lasketaan käyttäen lujittumiskertoimelle KSN oletusarvoa  $KSN = 10^{-2}$ . Ankkurointipituuden määrittelyyn käytettyä, edellä kuvattua laskentamallia, käytetään vain murtorajatilatarkastelun yhteydessä. Käyttörajatilamitoituksen yhteydessä raudoituselementit on liitetty suoraan betonielementtiverkkoon MPC-rajoittein. (Kaufmann et al. 2020, s. 40-41)

#### 4.6 Halkeamaleveyden laskenta

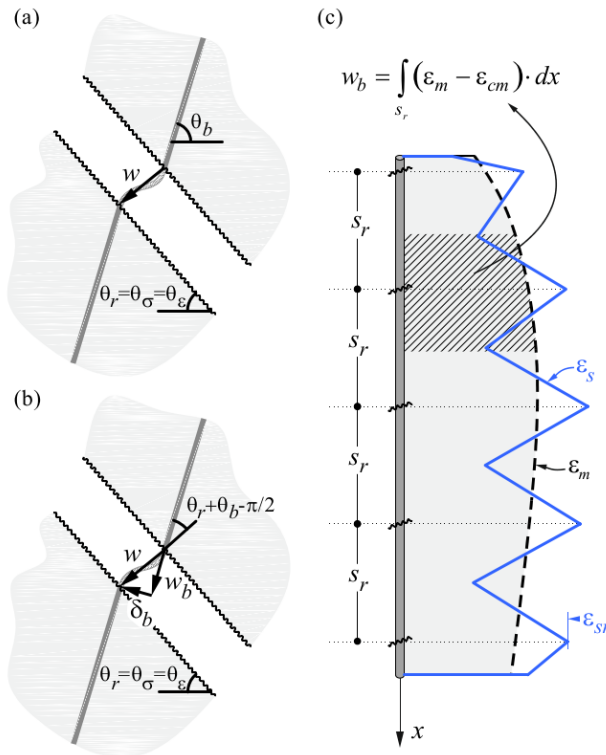
Halkeamaleveyden määrittelyyn yhteydessä tartuntajännityksen määrittämiseen käytettävä laskentamalli muodostetaan keskimääräisistä tartuntajännityksistä ominaisarvojen sijaan. (Kaufmann et al. 2020, s. 19)

Aivan kuten vetojäykistysvaikutuksen laskenta, myös halkeamaleveyden laskeminen on toteutettu ohjelmassa kahdella eri menetelmällä. Ohjelma määrittää rakenteen osassa käytetyn tehollisen raudoitussuhteen perusteella, kumpaa menetelmää alueen analysointiin käytetään: vakiintuneen halkeilutilan alueella laskenta suoritetaan käyttäen TCM-menetelmää ja muilla alueilla POM-menetelmää. (Kaufmann et al. 2020, s. 31-33)

Useimpiin mitoitusilanteisiin CSFM-menetelmä tuottaa suoraan tuloksen, mutta halkeamaleveyden laskenta suoritetaan FEM-analyysin tuottamista betoniteräksen venymän tuloksista kuvan 25 periaatteiden mukaisesti. Halkeaman oletetaan avautuvan ilman liukumaa, mikä vastaa laskentamallin perusolettamuksia. Pääjännitysten ja -venymien suunta määrittää halkeaman suunnan ( $\theta_r = \theta_\sigma = \theta_\varepsilon$ ). Halkeamaleveyden  $w$  määrittely kuvan 25 mukaisesti raudoituksen suuntaisen komponentin ( $w_b$ ) ja geometrian perusteella saadaan määriteltyä kaavasta (20):

$$w = \frac{w_b}{\cos(\theta_r + \theta_b - \pi/2)}, \quad (20)$$

jossa raudoitustangon kaltevuus on ilmaistu suuntakulmalla  $\theta_r$  [rad]. (Kaufmann et al. 2020, s. 31)



Kuva 25. Halkeamaleveyden laskenta: a) halkeaman kinemaattinen malli, b) halkeamaleveyden määrittely päävetojännityksen ja raudoitustangon suuntakulmien avulla, c) raudoitustangon suuntainen halkeamaleveys vakiintuneessa halkeilutilassa (mukaillen IDEA StatiCa 2020b, luku 4.2.1).

Halkeamaleveyden raudoituksen suuntainen komponentti  $w_b$  on laskettu vastaavasti, kuin vetojäykistysvaikutuksen laskentamallien yhteydessä esitettiin luvussa 4.2.3. Niillä alueilla, joissa halkeilutila on vakiintunut, keskiarvoistettu venymä  $\epsilon_m$  laskettuna raudoitteen suuntaisesti on suoraan integroituna halkeamavälin  $s_r$  matkalta kuten kuvassa 25 on esitetty, jolloin komponentti  $w_b$  saadaan laskettua kaavan (21) mukaisesti:

$$w_b = \int_{s_r} (\epsilon_m - \epsilon_{cm}) dx = \int_{s_r} (\epsilon_m - \frac{\lambda f_{ctm}}{2E_s}) dx, \quad (21)$$

missä esiintyvät muuttujat on esitelty työssä aiemmin. On syytä ottaa huomioon, että vetojäykistysvaikutus on otettu huomioon määrittäessä keskiarvoistettua venymää  $\epsilon_m$ , joka laskettiin käyttäen keskimääräisen halkeamavälin määrittämiseen olettamusta ( $\lambda = 0.67$ ), kuten luvussa 4.2.3 on esitetty, jolloin keskimääräinen vetojäykistysvaikutus näkyy kaikissa tuloksissa. Jotta halkeamaleveyksien määrittelyssä tulokset olisivat varmallalla puolella, käytetään laskennassa teoreettisen halkeamavälin maksimiarvoa eli  $\lambda = 1$ . Sen vuoksi halkeamaväli  $s_r$  lasketaan kaavassa (21) käyttäen kertoimelle  $\lambda$  arvoa



1, ja venymät, jotka on saatu käyttäen kertoimelle  $\lambda$  arvoa 0.67 kerrotaan kertoimella  $1.0/0.67=1.5$ . (Kaufmann et al. 2020, s. 32)

Vakiintuneen halkeilutilan vallitessa halkeaman suunta määritetään huomioimalla raudoituselementin keskipisteen kolme lähintä betonielementtien integroimis pistettä. Vaikka tämä lähestymistapa halkeamien suuntien laskentaan ei välttämättä vastaa halkeamien todellista sijaintia rakenteessa, sen avulla saadaan kuitenkin ilmiötä edustavia arvoja, ja tuloksena saatavia halkeamaleveyden arvoja voidaan suoraan verrata annettuihin raja-arvoihin raudoituksen pinnassa. (Kaufmann et al. 2020, s. 46)

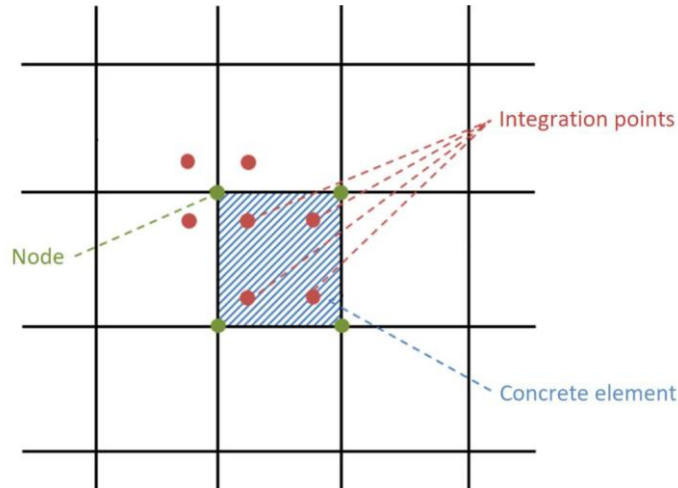
Alueilla, joissa vetojäykistysvaikutuksen määrittelyssä oletetaan, ettei halkeilutila ole vielä kehittynyt lopulliseksi, halkeamaleveyden raudoituksen suuntainen komponentti  $w_b$  lasketaan kuvassa 26 esitettyjen olettamusten mukaisesti. Halkeamavälin laskenta perustui aiemmissa ohjelmaversioissa betoniteräksen jännitykseen  $\sigma_{sr}$ , joka POM-menetelmässä tuottaa luotettavamman tuloksen kuin keskiarvoistettu venymä. ETH Zürichissä tehtyjen tutkimusten mukaan menetelmää voitiin parantaa, joten ohjelmaversiossa 21 keskimääräisen halkeamavälin  $l_{avg}$  arvioimiseen käytetään betoniteräksen vetolujuuden  $f_t$  arvoa betoniteräksen laskelmien mukaisen jännityksen  $\sigma_{sr}$  sijaan. Tämä ohjelman uusimmassa versiossa käytetty laskentamenetelmä on esitetty kaavassa (22):

$$l_{avg} = \frac{f_t + (\tau_{b1}/\tau_{b0} - 1)f_y}{4\tau_{b1}} \phi, \text{ kun } f_y \leq \sigma_{sr} \leq f_t \quad (22)$$

missä esiintyvät muuttujat on esitelty työssä aiemmin. POM-menetelmään perustuvaa laskentatapaa käytetään tehollisen raudoitussuhteen määrittelyn lisäksi aina laskettaessa halkeamaleveyksiä rakenteen sisänurkissa (kuva 27), joissa esiintyy vetojäännityksiä. (Kaufmann et al. 2020, s. 33; IDEA StatiCa 2021b, s. 27)



paikallisen ratkaisun olevan reilusti epävarmalla puolella, jos elementtien koko on likimain sama kuin puristusjännityskaistan leveys. Oletuksena ohjelma tuottaa betonin solmupistetulokset puristus- ja vetojännitysten ääriarvoista sekä betonin pehmenevää käyttäytymistä puristettuna kuvaavan kertoimen  $k_{c2}$  arvon. (Kaufmann et al. 2020, s. 44)



Kuva 28. Betonielementin (sininen vinoviivoitus) integroimispisteet (punaiset pisteet) ja solmupisteet (vihreät pisteet) (IDEA StatiCa 2020b, luku 3.8).

Betoniteräselementtien tulokset ovat joko vakioita kyseiselle elementille (yksi arvo, esimerkiksi betoniteräksen jännityksen arvo) tai lineaarisia (kaksi arvoa, ankkurointimitoitus). Apulaitteiden, kuten teräksiset aluslevyt, osalta esitetään tuloksissa vain muodonmuutos. (Kaufmann et al. 2020, s. 44)

#### 4.7.1 MRT

Murtorajatilamitoituksen yhteydessä ohjelma suorittaa automaattisesti suunnittelustandardien mukaiset mitoitusvaatimukset ja täten tuloksina voidaan nähdä betonin ja betoniterästen lujuus sekä ankkurointimitoitus. Betonin lujuus on varmistettu vertaamalla CSFM-analyysin mukaista pääpuristusjännityksen  $\sigma_{c3}$  arvoa raja-arvoon  $\sigma_{c3,lim}$ , joka määritellään eurokoodin mukaisessa mitoituksessa kaavan (23) mukaisesti:

$$\sigma_{c3,lim} = f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,red}}{\gamma_c} = \alpha_{cc} \frac{k_c f_{ck}}{\gamma_c} = \alpha_{cc} \frac{\eta_{fc} k_{c2} f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (23)$$

missä  $f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden (lieriölujuus) ominaisarvo [MPa],  
 $k_{c2}$  on pienennöskerroin, joka huomioi poikittaisen halkeilun,  
 $\gamma_c$  on betonin materiaaliosavarmuusluku,

$\alpha_{cc}$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen epäedullisesti vaikuttavat kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat tekijät ja pitkäaikaistekijät (oletusarvona ohjelma käyttää eurokoodin mukaista suositusarvoa 1). (Kaufmann et al. 2020, s. 45)

Betoniteräksen lujuus on varmistettu vertaamalla laskennasta saatuja halkeamassa vaikuttavan puristus- ja vetojännityksen ääriarvoja  $\sigma_{sr}$  raja-arvoon  $\sigma_{sr,lim}$ , joka määritellään kaavoista (24) ja (25):

$$\sigma_{sr,lim} = \frac{k f_{yk}}{\gamma_s}, \text{ nousevan plastisen jännityksen materiaa limalli} \quad (24)$$

$$\sigma_{sr,lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \text{ tasa isen plastisen jännityksen materiaa limalli} \quad (25)$$

missä  $f_{yk}$  on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo [MPa],  
 $k$  on betoniteräksen veto- ja myötölujuuden suhde,  $k = f_{tk}/f_{yk}$ ,  
 $\gamma_s$  on betoniteräksen materiaa lio savarmuus luku.

Ankkurointipituus arvioidaan itsenäisesti, kun taas sen laskennassa käytettyä tartuntajännityksen  $\tau_b$  arvoa verrataan eurokoodin mukaiseen tartuntalujuuden  $f_{bd}$  arvoon. (Kaufmann et al. 2020, s. 45)

#### 4.7.2 KRT

Käyttöraja tilam itoituksessa ohjelma määrittelee halkeamaleveyden ja taipuman. Betonin ja betoniteräksen jännitykset on varmistettu samoin periaattein kuin murtorajatilassa, suunnittelustandardien asettamiin ehtoihin verraten. (Kaufmann et al. 2020, s. 46)

Betonin puristusjännitystä tulee rajoittaa jännityksen suuntaisten halkeamien välttämiseksi. Kuormien ominais yhdistelmän vallitessa CSFM-menetelmästä saatu puristusjännityksen maksimi arvo  $\sigma_{c3}$  rajoitetaan eurokoodin mukaisesti arvoon  $k_1 f_{ck}$ , jossa kerroin  $k_1 = 0.6$ . (IDEA StatiCa 2020b, luku 5.5.1)

Betoniterästen vetojännitys pitkäaika skuormien vaikutuksesta rajoitetaan eurokoodin mukaisesti arvoon  $k_3 f_{yk}$ , jossa eurokoodin suositusarvo  $k_3 = 0.8$  on valittu ohjelman oletusarvoksi. Ohjelmasta saatua halkeamassa vaikuttavaa betoniteräksen vetojännityksen  $\sigma_{sr}$  ääriarvoa verrataan tähän jännitysrajaan. Raudoituksen

vetojännitystä rajoittamalla katsotaan vältetyksi halkeilu tai taipuminen, joka ei ole ulkonäön kannalta hyväksyttävää. (IDEA StatiCa 2020b, luku 5.5.1)

Ohjelma määrittelee seinän taipuman absoluuttisena siirtymäarvona alkuperäiseen tilanteeseen verrattuna. Laskettua taipumaa verrataan käyttäjän määrittämään taipumarajan arvoon. Taipuma voidaan laskea lyhyt- tai pitkäaikaikuormien vallitessa. (Kaufmann et al. 2020, s. 46)

Halkeamaleveydet ja halkeamien suunnat lasketaan joko kuormitusten lyhyt- tai pitkäaikaivaikutuksille. CSFM-analyysistä saatua halkeamaleveyden arvoa verrataan käyttäjän eurokoodin perusteella määrittämään halkeaman raja-arvoon. (Kaufmann et al. 2020, s. 46)

#### 4.8 Suomen kansallisen liitteen mukaiset asetukset

Koska betoniteräksen nousevan jännityksen muodonmuutoksen yläraja on asetettu Suomen kansallisessa liitteessä kohdassa 3.2.7(2) siten, että  $\varepsilon_{ud} = 1 \%$ , ja sitkeysluokan B teräksiltä puolestaan vaaditaan vähintään viiden prosentin kokonaistasavenymää, saadaan materiaalikertoimeksi ohjelmaan  $\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk} = 0.2$ . Tämä ja muut Suomen kansallisen liitteen mukaiset arvot on esitetty kuvassa 29. Oletusarvona ohjelma käyttää eurokoodin mukaista suositusarvoa  $\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk}$ . (Ympäristöministeriö 2019, s. 16)

Jos ohjelmalla halutaan suorittaa onnettomuustilanteen mitoitus, tulee materiaaliosavarmuudet päivittää eurokoodin mukaisesti  $\gamma_c = 1.2$  ja  $\gamma_s = 1.0$  tai Suomen kansallisen liitteen mukaisesti  $\gamma_c = 1.0$  ja  $\gamma_s = 1.0$  (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 26; Ympäristöministeriö 2019, s. 15).

Code and calculation settings

Analysis and checks	
Stop at limit strain/slip	<input checked="" type="checkbox"/>
Irregular increments	<input type="checkbox"/>
Number of increments (permanent part)	1
Number of increments (variable part)	1
Topology optimization	
Calculated volume levels	4
Minimal effective volume [-]	0.20
Mesh settings	
Multiplier of default mesh size [-]	1.00
Material factors	
$\gamma_c$	1.5
$\gamma_s$	1.15
$\alpha_{cc}$	0.85
$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$	0.2
Stress limitation	
Check 7.2(2) k1	<input checked="" type="checkbox"/>
7.2(2) k1	0.6
Check 7.2(3) k2	<input checked="" type="checkbox"/>
7.2(3) k2	0.45
Check 7.2(5) k3	<input checked="" type="checkbox"/>
7.2(5) k3	0.6
Detailing rules	
8.3(2) $\Phi_{m,min}$	
$\Phi_{m,min} - \Phi_s \leq 16\text{mm}$ (Multiple of diameter $\Phi_s$ )	4.5
$\Phi_{m,min} - \Phi_s > 16\text{mm}$ (Multiple of diameter $\Phi_s$ )	9

Expand Collapse Restore OK Cancel

Kuva 29. Suomen kansallisen liitteen mukaiset valinnat

## 5 YKSIAUKKOINEN SEINÄMÄINEN PALKKI

### 5.1 Geometria ja kuormitukset

Yksiaukkoisen seinämäisen palkin laskentaesimerkiksi valittiin kirjallisuuslähteestä: ”fib Bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models”, esimerkkirakenne 6 (FIB 2011 s. 67-75). Kyseinen rakenne on mitoitettu kirjallisuuslähteessä ristikkomenetelmän avulla ja sitä on analysoitu myös Mäkelän diplomityössä (Mäkelä 2019, s. 63-79), jonka jatkotutkimuksena tämä työ toteutettiin.

Laskentaesimerkissä seinän yläosaa kuormittaa viivakuorman  $q = 120 \text{ kN/m}$  lisäksi pistekuorma  $P = 5000 \text{ kN}$ . Viivakuorman kerrotaan sisältävän seinämäisen palkin omapaino. Seinän geometriassa on ikkuna-aukko, geometria on esitetty kuvassa 31. Seinä tukeutuu vasemmasta päädystään pilariin (laskentamallin tukimääritelmä viivatuki,  $L = 0.75 \text{ m}$ ) ja seinän oikea pääty tukeutuu seinään koko seinän korkeudelta (viivatuki koko seinän korkeuden matkalla), jolloin muodostuu pystytuennan lisäksi momenttia vastaanottava tuki. Seinärakenne jatkuu samassa linjassa seinämäisen palkin oikealla puolella, jolloin rakenteen jatkuvuutta voidaan hyödyntää raudoitusten ankkuroinnissa.

Seinän vahvuudeksi määriteltiin 600 mm ja materiaalivalinnat tehtiin verrokkilaskentaa vastaaviksi; betoni C30/37 ja raudoituksen myötölujuuden ominaisarvoksi asetettiin  $f_{yk} = 420 \text{ MPa}$ . Materiaalien osavarmuusluvut on määritelty eurokoodin normaalisti vallitsevan tilanteen mukaisesti, pienennettyjä osavarmuuslukuja ei ole käytetty. Suojabetonietäisyys on 30 mm.

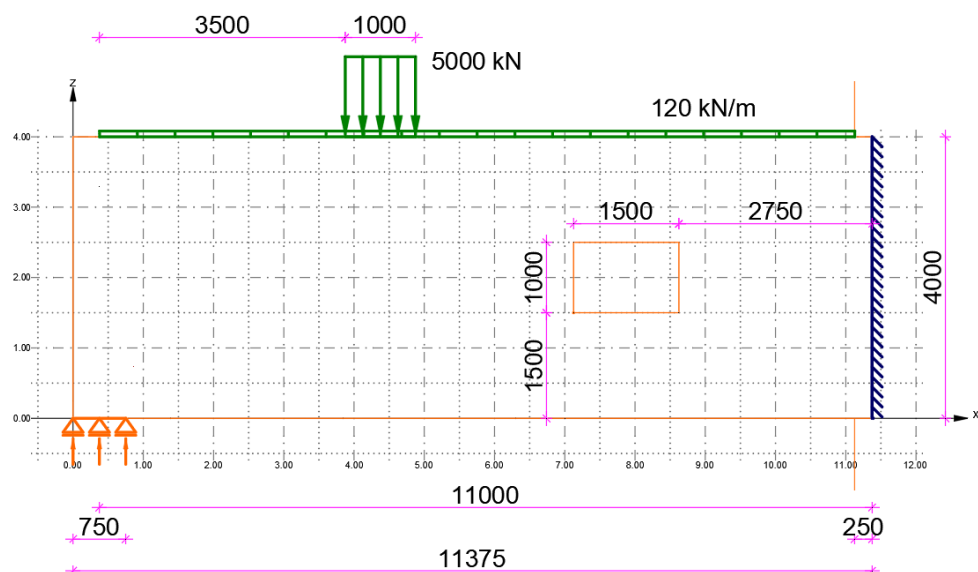
Verrokkilaskennan mukainen kuormitus määriteltiin ohjelmaan kolmella eri tavalla, 5a-c, joista jokainen tuottaa kuitenkin saman kokonaiskuormituksen. Tällä tavoin voitiin testata ohjelman analysointimenetelmän käyttäytymistä kuormituslähtötietojen suhteen. Koska ohjelma toteuttaa rakenteen analyysin sekä murtorajatilassa (MRT) että käyttörajatilassa (KRT), jaettiin kuormitus pysyvän ja muuttuvan kuorman osuuksiin. Kuormanjakoperusteena käytettiin teräsbetonirunkoiselle toimisto- ja asuinrakennukselle tyypillistä jakoa: 60 % kokonaiskuormasta on pysyvää kuormaa ja 40 % muuttuvaa kuormaa. Kuormitusten suuruudet määriteltiin siten, että MRT:n kuormitus vastaa verrokkilaskelman kuormitusta. Kirjallisuuslähteessä ei ole mainittu rakennuksen käyttötarkoitusta, joten työssä päädyttiin käyttämään kohtuullisen yleispätevää

kuormaluokkaa B, toimistotilat. Kuormayhdistelmien varmuuskertoimet määriteltiin eurokoodin mukaisesti, kuva 30.

	Combination ▾	Type	LC-g [-]	LC-q [-]
>	C1	ULS ▾	1.15	1.50
	C2	Characteristic ▾	1.00	1.00
	C3	Quasi-permanent ▾	1.00	0.30

Kuva 30. Laskennassa käytetyt kuormitusyhdistelmät. C1 vastaa MRT:aa, C2 KRT:n omaisyhdistelmää ja C3 KRT:n pitkäaikaisyhdistelmää.

Kuormitustapaus a muodostettiin seinämäisen palkin yläosaan vaikuttavasta viivakuormasta sekä pistemäisestä pilarikuormasta. Kuormien suuruudet määriteltiin seuraavasti: viivakuorma  $g_k = 55.8 \text{ kN/m}$  ja  $q_k = 37.2 \text{ kN/m}$  sekä pistekuorma  $G_k = 2325.6 \text{ kN}$  ja  $Q_k = 1550.4 \text{ kN}$ ,  $r_{\text{eff}} = 0.5 \text{ m}$ . Kuvassa 31 on esitetty MRT:n mukaisen kuormitusyhdistelmän C1 mukainen kuormitus.

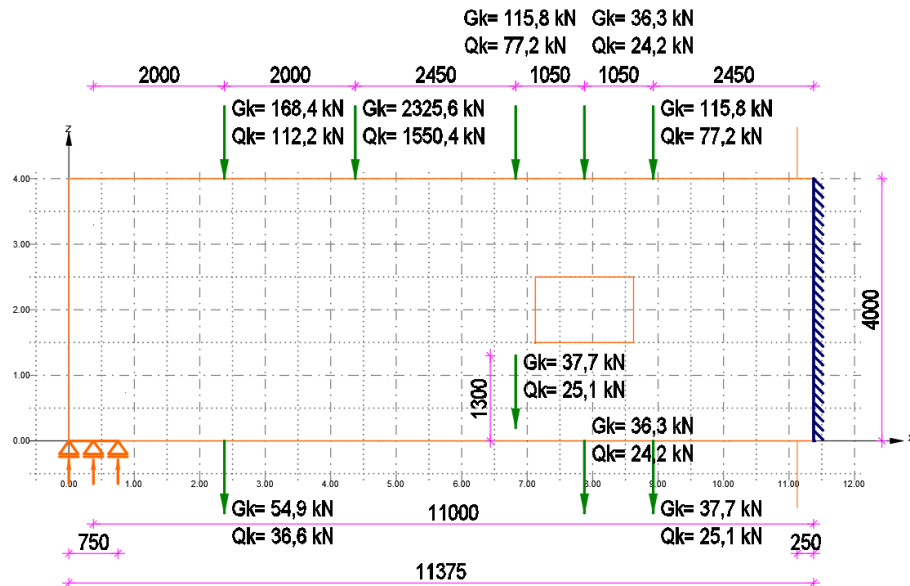


Kuva 31. Seinämäisen palkin geometria, tuenta sekä kuormitusyhdistelmän C1 mukainen kuormitustapaus a.

Kuormitustapaus b muodostettiin verrokkilaskelman mukaisista rakenteeseen vaikuttavista pistekuormista. Tässä kuormitustapauksessa viivakuorma on yhdistetty resultanttipistekuormiksi vaikuttamaan pistemäisesti neljässä kohti jänteen matkalla. Näille resultanttipistekuormille  $r_{\text{eff}} = 0.3 \text{ m}$ , jolloin vaikutusalueen halkaisija vastaa seinän



syvyysmittaa. Pilarikuormalle  $r_{\text{eff}} = 0.5 \text{ m}$ . Verrokkilaskennan ristikkomalli on luotu tätä kuormitustapausta käyttäen. Pysyvän ja muuttuvan kuorman osuuksiin jaetun kuormituksen ominaislukuarvot ja sijainnit on esitetty kuvassa 32.



Kuva 32. Seinämäisen palkin kuormitustapaus b, jossa viivakuormat jaettuna pistekuormiin verrokkilaskennan mukaisesti.

Kuormitustapaus c muodostettiin siten, että rakenteen omapaino määriteltiin pintakuormana (engl. surface load)  $0.6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 15 \text{ kN/m}^2$ , jonka lisäksi rakenteen yläreunaan määriteltiin viivakuorma sekä pistemäinen pilarikuorma. Rakenteen omapainoksi seinän pituusmetriä kohden saadaan  $0.6 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 60 \text{ kN/m}$ . Alun perin valitun kuormanjakoperusteen mukaisesti kuormitustapaus a:n laskelmista nähdään, että lukuarvo on pyöristäen viivakuorman pysyvän kuormaosuuden suuruinen. Todellisuudessa viivakuorman muodostavilla, seinämäiseen palkkiin liittyvillä rakenteilla on myös omapaino ja siten pysyvää kuormaa, mutta kuormitustapauksien vertailtavuuden vuoksi tässä teoreettisessa kuormitustapauksessa viivakuorma muodostuu vain muuttuvasta kuormasta,  $q_k = 34.0 \text{ kN/m}$ . Pilarikuorman osalta jako kuormien luokituksen perusteella säilyy edellisten kuormitustapausten kaltaisena:  $G_k = 2325.6 \text{ kN}$  ja  $Q_k = 1550.4 \text{ kN}$ ,  $r_{\text{eff}} = 0.5 \text{ m}$ .

Eri kuormitustapausten kokonaiskuormituksen yhteneväisyys on varmistettu vertaamalla kuormitusyhdistelmän C1 mukaisten tukireaktioiden lukuarvoja, taulukko 2. Koska laskentamallin 5.11b laskenta keskeytyi, varmistettiin pystykuormien kokonaissummaksi laskentamallin kuormituskuvaajasta käsinlaskennalla  $6296 \text{ kN}$ . Pystysuuntaisten

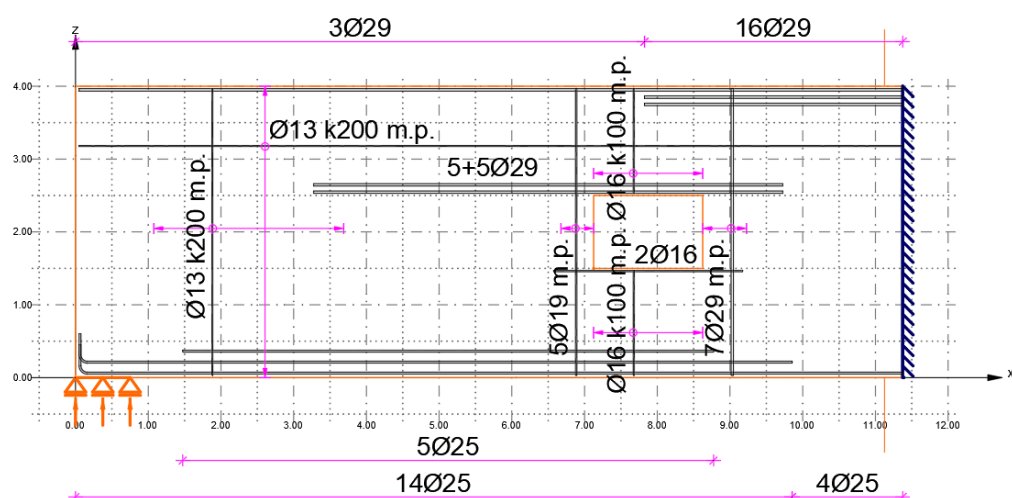
kuormien voidaan todeta vastaavaan toisiaan riittävällä tarkkuudella kuormitustapausten välillä, erot syntyvät pyöristysvirheistä.

Taulukko 2. Kuormitustapausten mukaiset tukireaktiot, kuormitusyhdistelmä C1 (MRT), laskentamalli 5.11.

Laskentamallin tunnus	Tukireaktioiden summa $F_z$ [kN]	Tukireaktio $M_y$ [kNm]
fib Bulletin 61	6310	9430-10530
5.11a	6290	29291
5.11b	LASKENTA KESKEYTYNYT	
5.11c	6307	29288

## 5.2 Laskentamallit

Seinämainen palkki raudoitettiin verrokkilaskelmaa vastaavasti. Rauditus on kokonaisuudessaan esitelty kuvassa 33. Lähdekirjallisuudessa viitattiin mm. ankkurointipituuksien arvioinnissa käytettävän FIP Recommendations (1999) mukaisia suositusarvoja. Ankkurointipituudeksi määritettiin lähdekirjallisuuden (FIB 2011 s. 72) mukaisesti suorille tangoille:  $\varnothing 16$  mm  $l_b = 500$  mm,  $\varnothing 25$  mm  $l_b = 760$  mm ja  $\varnothing 29$  mm  $l_b = 1200$  mm. Raudoitustangot ulotettiin ankkurointipituuden verran solmun keskipisteen ohi.



Kuva 33. Seinämäisen palkin rauditus.

Raudoitteille määriteltiin ankkurointityypit verrokkilaskennan mukaisesti. Alapinnan pääraudoitteet pilarituella taivutettiin vakiotaiutuksella. Sekä ala- että yläpinnan pääraudoitteet, sekä verkon vaakatangot, määriteltiin oikean reunan tuella jatkuviksi tangoiksi. Hakaraudoitteisiin (verkon pystytangot sekä ikkunan ylä- ja alapuoliset pystyhaat) määriteltiin umpihaan määritelmän mukaisesti täydellinen sidos ylä- ja alareunaan. Muutoin raudoitteiden päissä on määritelmänä suora tanko.

Verrokkilaskennan mukaisella raudoituksella laskenta keskeytyi kaikilla kuormitustapauksilla. Lähdekirjallisuuden raudoitekuvan yhteydessä on maininta, ettei pilariraudoitusta ole ko. kuvassa esitetty. Tekstisyydestä ei pilariraudoituksesta kuitenkaan löydy mitään mainintaa, joten jää epäselväksi mihin raudoitukseen teksti viittaa. Jotta rakenteen raudoitus täyttäisi eurokoodin sekä ohjelman käyttämän analyysimenetelmän vaateen verkkoraudoitteen käytöstä seinämäisessä palkissa, määriteltiin rakenteeseen kirjallisuuslähteestä poiketen koko matkalle pystysuuntainen raudoitus  $\varnothing 13$  mm k200 molempiin pintoihin.

Halkeamaleveyden raja-arvoksi asetettiin eurokoodin ja Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisesti 0.4 mm (rasitusluokka X0, XC1: normaalit kuivat sisätilat). Taipumarajaksi asetettiin eurokoodin mukainen suositus pitkäaikaisilla kuormilla,  $L/250 = 11000 \text{ mm}/250 = 44 \text{ mm}$ .

Laskenta suoritettiin kolmella kuormitusvaihtoehdolla sekä eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti että täydentäen eurokoodin lukuarvoja Suomen kansallisen liitteen eli RakMK:n mukaisilla arvoilla. Laskentamallien tunnukset on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Yksiaukkoisen seinämäisen palkin laskentamallit

Laskentamallin tunnus	Raudoituksen määrittelyperuste	Elementtiverkon tiheyden kerroin	Suunnittelu-standardi
5.11a, b, c	FIB 2011, Example 6	1	Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1
5.21a, b, c	FIB 2011, Example 6	1	Eurokoodi + RakMK

Laskentamallien tulokset on esitetty seuraavassa luvussa. Koska yhdenkään laskentamallin osalta mitoitusvaateet eivät täysin täyttyneet, eikä laskenta edennyt 100 % kuormitukseen yhdessäkään Suomen kansallisen liitteen mukaisessa mitoituksessa, muokattiin rakenteen raudoitusta iteratiivisesti laskentamallien 5.11a ja 5.11c tulosten perusteella. Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo käyttörajatilassa ylittyy pistemäisen pilarikuorman kohdalla, joten aihetta tarkastellaan tulosten tarkastelu -kappaleessa. Tämä paikallinen betonin puristusjännityksen ylittyminen sallitaan myös seuraavissa laskentamalleissa. Raudoitus muodostetaan iteroimalla laskentamallia 5.22c siten, että muut mitoitusehdot täyttyvät. Raudoitteiden sijainnit säilytetään verrokkilaskelman mukaisina, jotta tuloksien välillä säilyy vertailtavuus vetosauvojen sijaintien osalta.

Raudoitteiden määrittelemiseksi tarkasteltiin ohjelman tuottamaa lineaariseen laskentaan perustuvaa jännitysjakaumaa (kuva 37), CSFM-menetelmällä muodostettua puristusjännitysjakaumaa betonissa (kuva 38) ja jännitysjakaumaa betoniteräksissä (kuva 39). Vasemmanpuoleisen tuen osalta nähdään, että lineaarisen laskennan mukainen jännitysjakouma säilyy lähes samanlaisena epälineaarisessa laskennassa, jolloin alapinnan ylimmän kerroksen raudoitus ei ankkuroidu puristukaistaan. Muokattiin ylin 5Ø25 kerros ulottumaan suojabetonietäisyyden päähän seinän päästä eli tuotiin raudoitteet suorana tuelle. Myös oikeassa reunassa alapinnan pääterästen ankkuroitumista muokattiin siten, että kaikki kahden alimman kerroksen teräkset eli 7+7Ø25 ulotettiin jatkumaan tuelta lähtevään seinään.

Ikkunan alapuolinen raudoituksen halkaisijaa kasvatettiin 2Ø25 ja niiden ankkurointipituus kasvatettiin 760 mm:iin. Samalla havaittiin, että ikkunan alapuolisella raudoituksella oli yhdessä alapinnan pääterästen kanssa merkittävä vaikutus ikkunan yläpuolisten raudoitteiden vasemman päädyn aiheuttamaan ankkurointiin ja sitä kautta vaakaterästen jännitykseen. Koska laskennassa haluttiin säilyttää raudoituksen osalta mahdollisimman yhtenäinen jakauma kuin alkuperäisessä verrokkiraudoituksessa, iteroitiin raudoitus vastaamaan käyttörajatilan vaateita kasvattaen verkkoraudoituksen vaakatankoja rakenteessa kauttaaltaan. Verkkoraudoituksessa päädyttiin sijoittamaan molempiin pintoihin pystyteräkset Ø13 k200 ja vaakateräkset Ø15 k150. Muodostetaan laskentamallit edellä kuvatun mukaisen raudoituksen mukaisesti, tunnukset nähtävissä taulukossa 4.

Taulukko 4. Yksiaukkoisen seinämäisen palkin laskentamallit, raudoitus muokattu.

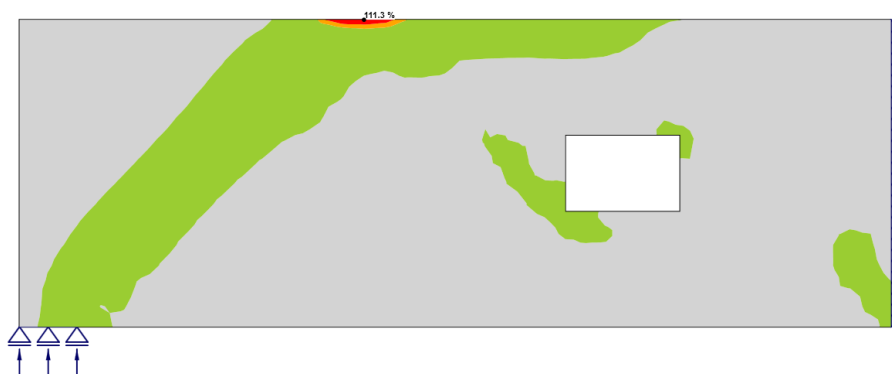
Laskentamallin tunnus	Raudoituksen määrittelyperuste	Elementtiverkon tiheyden kerroin	Suunnittelu-standardi
5.12a, b, c	Laskentamallien 5.11-5.21 tuloksista iteroiden	1	Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1
5.22a, b, c	Laskentamallien 5.11-5.21 tuloksista iteroiden	1	Eurokoodi + RakMK

### 5.3 Tulokset

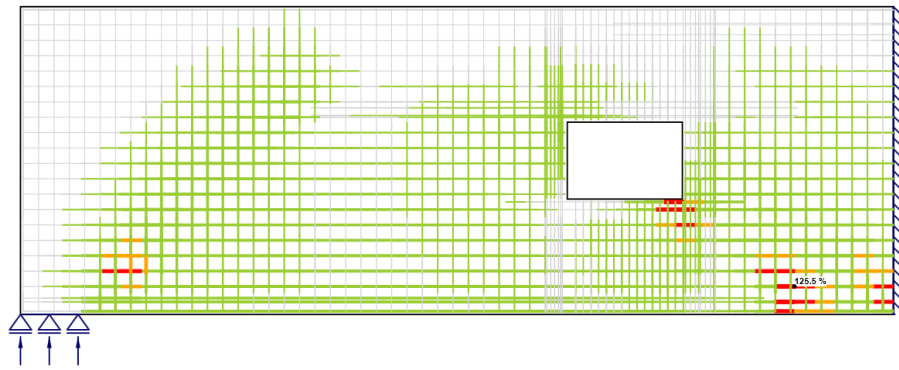
Taulukko 5. Laskentamallien tulokset käyttöasteina [%].

Laskentamallin tunnus	Betonin lujuus	Betoniter. lujuus	Ankkurointi-pituus	Jännitys	Halkeamaleveys	Taipuma
5.11a	96,3 %	98,5 %	100 %	*125 %	102 %	23,1 %
5.11b	LASKENTA KESKEYTYNYT					
5.11c	96,8 %	98,4 %	100 %	*125 %	102 %	23,2 %
5.21a	LASKENTA KESKEYTYNYT					
5.21b	LASKENTA KESKEYTYNYT					
5.21c	LASKENTA KESKEYTYNYT					

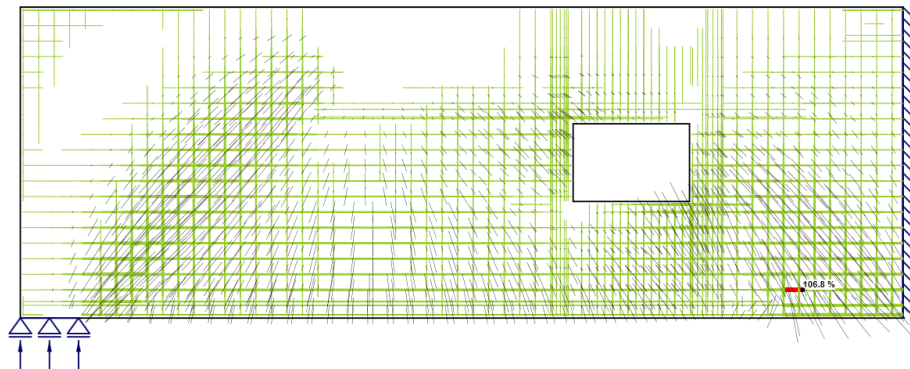
\* KRT:n jännitysraja ylittyy sekä betonissa että betoniteräksissä.



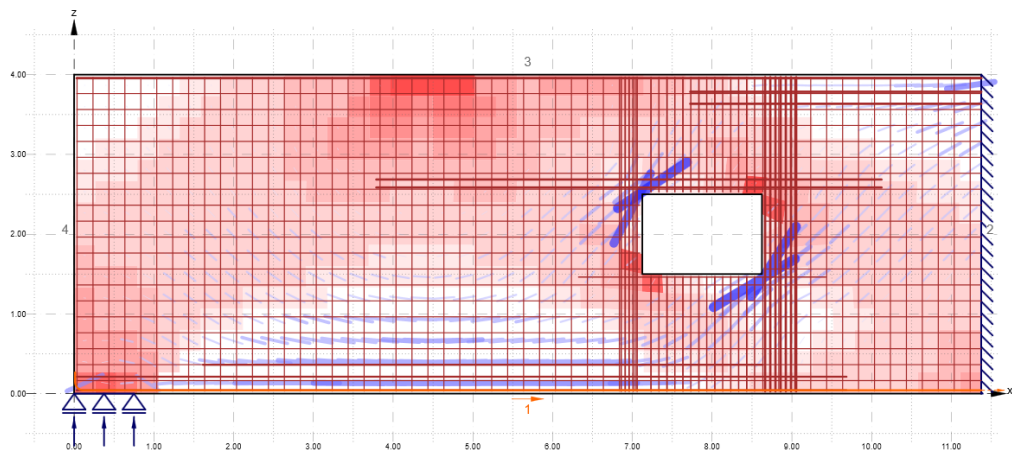
Kuva 34. Laskentamallin 5.11c KRT-mitoitus, betonin puristusjännitys. Käyttöasteen 100 % ylittävä osuus punaisella.



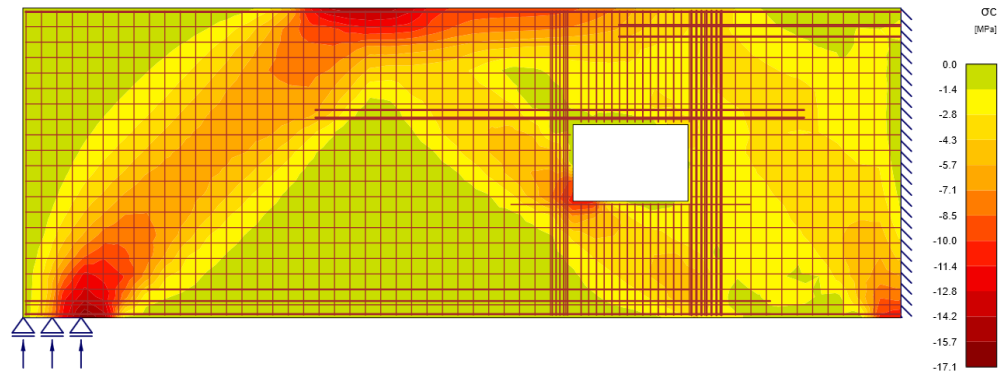
Kuva 35. Laskentamallin 5.11c KRT-mitoitus, betoniterästen jännityksen käyttöasteet. Käyttöasteen 100 % ylittävä osuus punaisella.



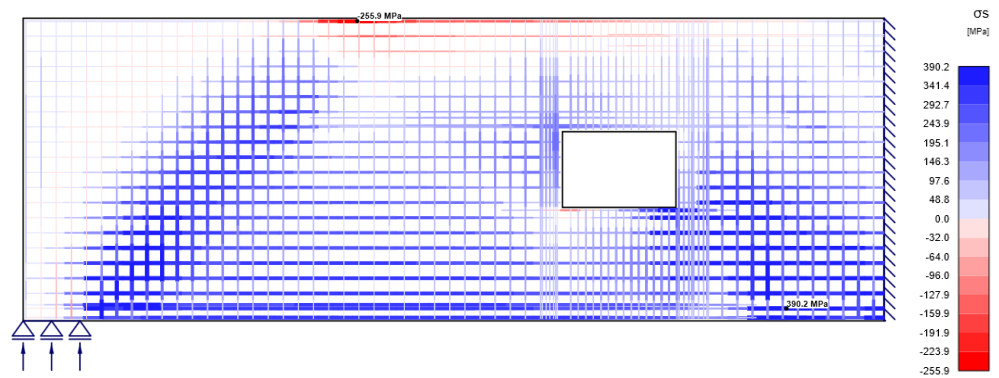
Kuva 36. Laskentamallin 5.11c KRT-mitoitus, halkeilumitoitus. Sallitun halkeamaleveyden ylittävä osuus punaisella.



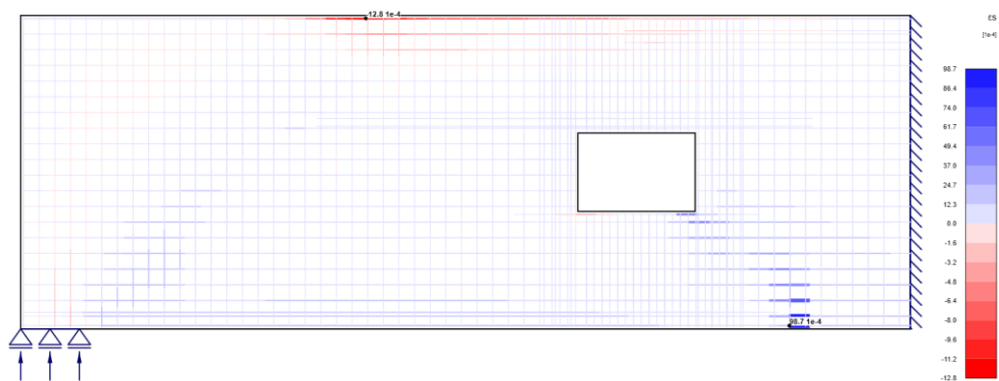
Kuva 37. Laskentamallin 5.11c mukainen rauditus, sekä lineaarisen laskennan mukainen jännitysjaakauma. Jännitysjaakaumassa puristusjännitys punaisella, vetojännitys sinisellä.



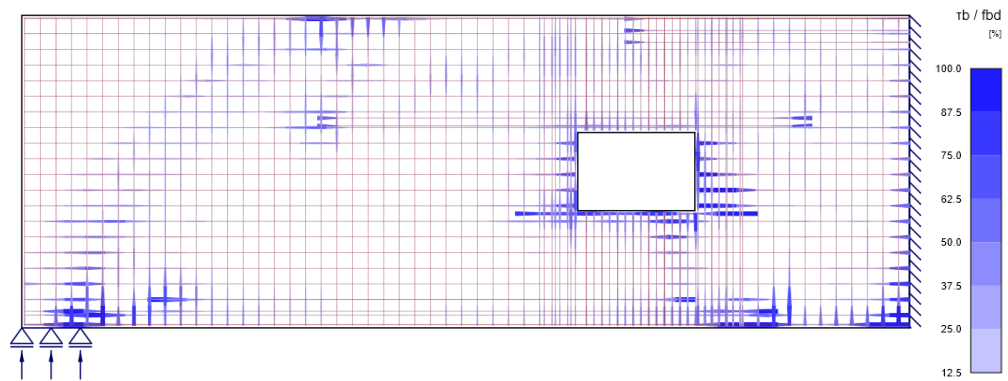
Kuva 38. Laskentamallin 5.11c mukainen rauditus, sekä betonin puristusjännitysjauma CSFM-menetelmän eli epälineaarisen analyysin mukaisesti, rauditus huomioiden.



Kuva 39. Laskentamallin 5.11c mukainen betoniterästen jännitysjauma CSFM-menetelmän eli epälineaarisen analyysin mukaisesti. Vetojännitys on esitetty sinisellä, puristusjännitys punaisella.



Kuva 40. Laskentamallin 5.11c mukaiset betoniterästen venymät CSFM-menetelmän mukaisesti. Venymä on esitetty sinisellä, puristuma punaisella.



Kuva 41. Laskentamallin 5.11c CSFM-menetelmän mukainen ankkurointimitoituksen käyttöaste.

Taulukko 6. Laskentamallien tulokset käyttöasteina [%].

Laskentamallin tunnus	Betonin lujuus	Betoniter. lujuus	Ankkurointipituus	Jännitys	Halkeama- leveys	Taipuma
5.12a	82,8 %	73,1 %	99,8 %	*105,4 %	48,3 %	19,8 %
5.12b	83,2 %	74,9 %	99,9 %	*105,6 %	49,8 %	20,0 %
5.12c	83,0 %	73,9 %	99,9 %	*106,1 %	49,7 %	19,9 %
5.22a	95,2 %	82,0 %	99,9 %	*105,5 %	48,6 %	19,8 %
5.22b	96,3 %	84,1 %	99,9 %	**106 %	50,1 %	20,1 %
5.22c	95,7 %	82,9 %	99,9 %	*106,2 %	50,0 %	19,9 %

\* KRT:n jännitys ylittyy betonissa pilarikuorman kohdalla.

\*\* KRT:n jännitys ylittyy betonissa ja betoniteräksissä.

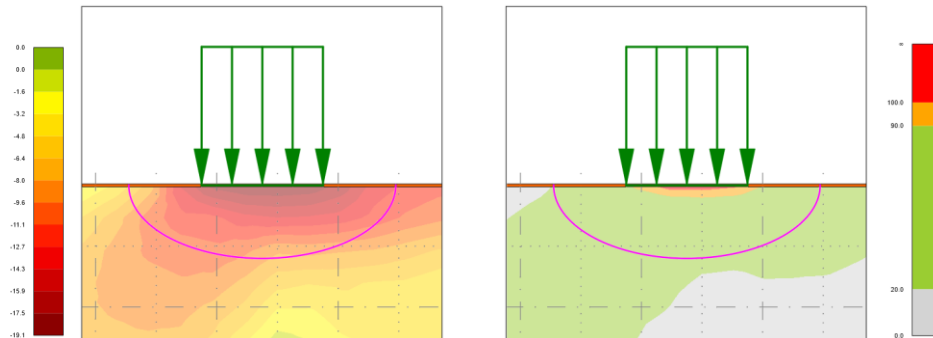
## 5.4 Tulosten tarkastelu

### 5.4.1 Paikallinen puristusjännitys pilarikuorman kohdalla

Laskentamalleissa 5.12-5.22 kaikissa ylittyy paikallisesti KRT-mitoituksessa betonin sallitun puristuslujuuden arvo pistemäisen pilarikuorman kohdalla. Kuvasta 42 nähdään, että kyseessä on hyvin paikallinen ylitys, jollaisten esiintyminen on tyypillistä FEM-laskennan tuloksissa. Jos verrataan tätä CSFM-menetelmän mukaista jännityksen paikallista ääriarvoa alueeseen, joka on piirretty ulottumaan pistekuormituksen alueelta rakenteen vahvuuden verran rakenteeseen laajentuen, voidaan tulkita rakenteen

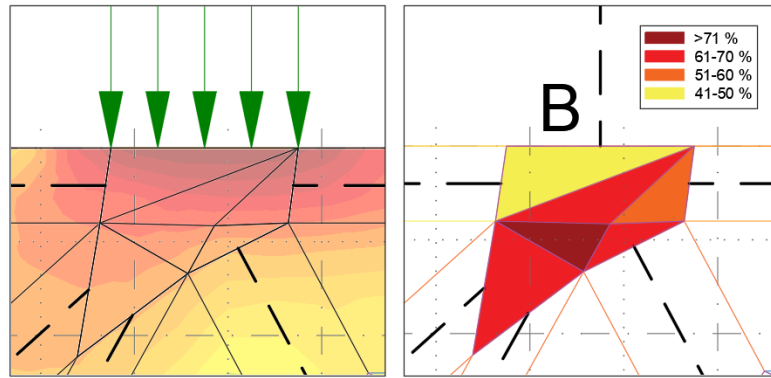


mitoitusehdon täyttyvän myös pistekuorman alueella ja tuloksen olevan laskentamenetelmän aiheuttama singulariteettijännitys. KRT-mitoituksessa CSFM-menetelmän käyttämä materiaalimalli ei huomioi betonin plastista käyttäytymistä. (Kaufmann et al. 2020, s. 67)



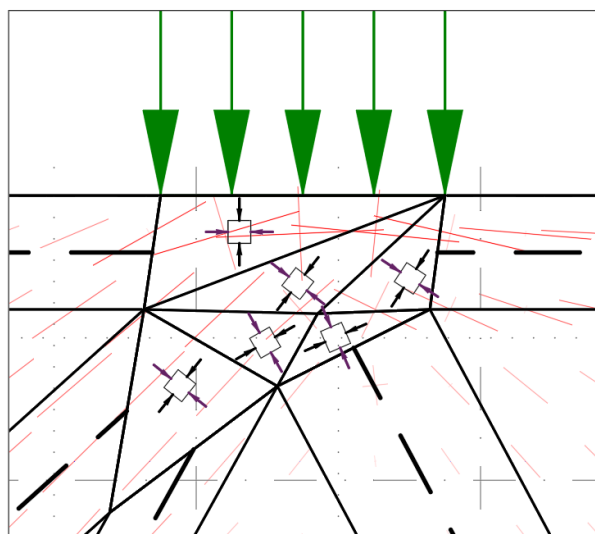
Kuva 42. Laskentamallin 5.12c KRT:n mukainen betonin jännitys jakauma ja käyttöaste (kun betonin puristusjännitystä verrataan mitoituslujuuteen) pistemäisen pilarikuormituksen kohdalla. Kuvaan on piirretty pilarikuorman ympärille magentan värinen kaari, jonka säde vastaa rakenteen vahvuutta, 600 mm.

CSFM-menetelmän mukainen laskentamallin 5.12c paikallinen jännityksen ääriarvo betonissa on KRT:ssa -19.1 MPa, kun taas MRT:ssa laskelman mukainen arvo on -16.6 MPa. CSFM-menetelmässä KRT:n jännitystä verrataan eurokoodin kohdassa 7.2 (2) määriteltyyn rajajännitykseen, joka lujuusluokan C30/37 betonille on eurokoodin mukaisesti 18 MPa. Ristikkomenetelmässä analyysi toteutetaan vain MRT:ssa. Kirjallisuuslähteen mukaisesti pääjännitys heti pilarikuorman alapuolella on y-akselin suuntainen -8.33 MPa (joka on suoraan pilarikuorman aiheuttama jännitys pilarin pinta-alan mukaisesti). Kuvan 43 mukaisessa solmalueen jännitystarkastelussa suurin pääjännitys esiintyy solmussa hieman alempana, saaden ääriarvon -12.09 MPa. CSFM-menetelmän mukainen jännityksen ääriarvo rakenteen vastaavassa sijainnissa on -9.6 MPa. Kirjallisuuslähteen käyttöaste on määritetty vertaamalla rasituksia muokatun Mohr-Coulombin menetelmän avulla määritettyyn betonin lujuuteen (engl. modified Mohr-Coloumb yield condition). (FIB 2011 s. 73-74)



Kuva 43. Vasemmanpuoleisessa kuvassa CSFM-menetelmän mukainen jännitysjakauma (laskentamalli 5.12c) sekä kirjallisuuslähteen mukainen solmualueen jako. Oikeanpuoleisessa kuvassa kirjallisuuslähteen mukaiset käyttöasteet solmun B alueella. (Mukaillen FIB 2011 s. 74)

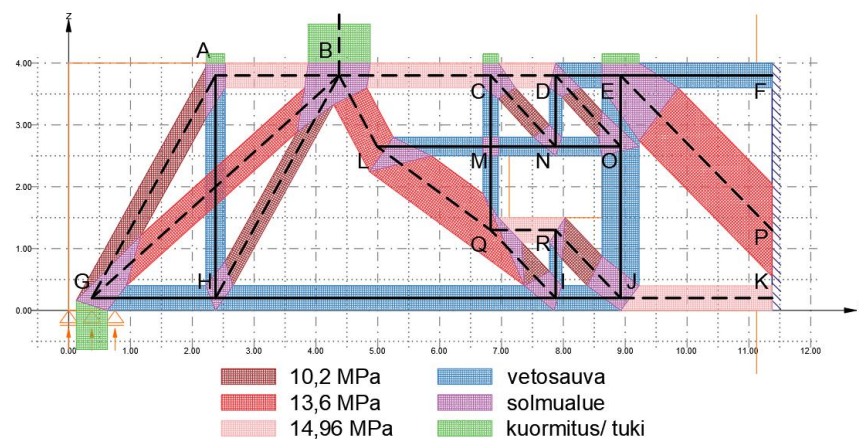
Laskelmien tulokset poikkeavat toisistaan, jos vertailu suoritetaan solmualueen sisällä esiintyvien ääriarvojen sijaintien suhteen. Kun tarkastellaan koko solmualueen jännitysten jakaumaa rakenteessa, voidaan havaita jännityskeskittymän sijaitsevan kuta kuinkin yhtä laajalla alueella molemmissa analyysimenetelmissä. Vaikka CSFM-menetelmän paikalliset jännitysarvot ovat suurempia välittömästi pilarikuorman esiintymisalueella, jakaantuvat ne ristikkomenetelmää alhaisemmiksi rakenteen pystysuunnassa. Myös analyysimenetelmien mukaisia pääjännitysten suuntia haluttiin verrata solmupisteen alueella, kuva 44. Pääjännitystrajektoreiden suuntien havaitaan olevan hyvin yhteneväisiä, mikä vahvistaa analyysimenetelmien vertailukelpoisuutta kyseisellä alueella.



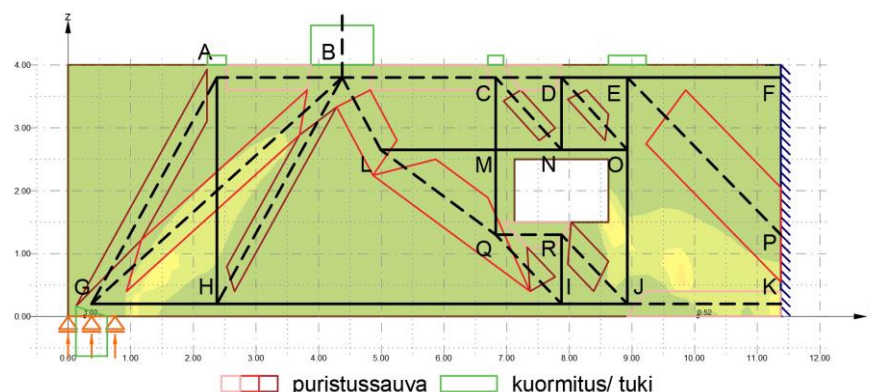
Kuva 44. Solmualueen kirjallisuuslähteen mukaisten pääjännitysten suuntien vertailu CSFM-menetelmän mukaisiin pääjännitystrajektoreihin, laskentamalli 5.12c (mukaillen FIB 2011 s. 74).

### 5.4.2 Betonin puristuslujuus uuman alueella ja $k_{c2}$ -kerroin

Kuvassa 45 on esitetty kirjallisuuslähteen FIB Bulletin 61, example 6 (FIB 2011, s. 70-71) mukaiset puristussauvat sekä sen mitoituksessa käytetyt suunnitteluohjeen FIP Recommendations (1999), ”Practical Design of Structural Concrete” mukaiset betonin suunnittelulujuudet. Kuten kuvasta nähdään, esimerkkilaskelmassa on määritelty puristussauvojen betonin mitoituslujuus kolmelle eri tyyppille: Halkeilemattomat prismaattiset puristускаistat ( $f_{cd,eff} = 14,96$  MPa); puristускаistat, joissa esiintyy halkeilua ja joissa halkeamien suunta on kaistan suuntainen ( $f_{cd,eff} = 13,6$  MPa); puristускаistat, joissa esiintyy halkeilua ja joissa halkeamien suunta poikkeaa kaistan suunnasta ( $f_{cd,eff} = 10,2$  MPa).



Kuva 45. Ristikkomallin mukainen jakauma rakenteessa. Puristускаistat punaisella, eriteltynä suunnitteluohjeen mitoituslujuuksien mukaisesti (mukaillen FIB 2011, s. 70).



Kuva 46. Ristikkomallin puristussauvojen ja CSFM-menetelmän kertoimen  $k_{c2}$  sijainnit seinärakenteessa, laskentamalli 5.11c. Vihreällä alueella kerroin saa arvon 1. Paikallinen minimiarvo kertoimelle ilmenee rakenteen alareunassa, vasemman tuen läheisyydessä  $k_{c2,min} = 0.77$  ja oikea tuen läheisyydessä  $k_{c2,min} = 0.52$ .

Taulukko 7. Betonin puristuslujuuden mitoitusarvot eri suunnitteluohjeiden mukaisesti. MRT, betoni C30/37.

Suunnitteluohje	pienennös- kerroin	mitoituslujuus, kun kaistassa ei esiinny poikittaista vetoa [MPa]	pienennös- kerroin	mitoituslujuus, kun kaistassa esiintyy poikittaista vetoa [MPa]
fib Bulletin 61/ FIP 1999	0,88 * 0,85= 0,75	14,69	$0,8 \cdot 0,85 =$ 0,68 / $0,6 \cdot 0,85 =$ 0,51	13,6 / 10,2
Eurokoodi, ristikkomen.	1	20	$0,6 \cdot 0,88 =$ 0,53	*) 10,56
EC+RakMK, ristikkomen.	0,85	17	$0,6 \cdot 0,88 \cdot$ 0,85= 0,45	*) 8,98

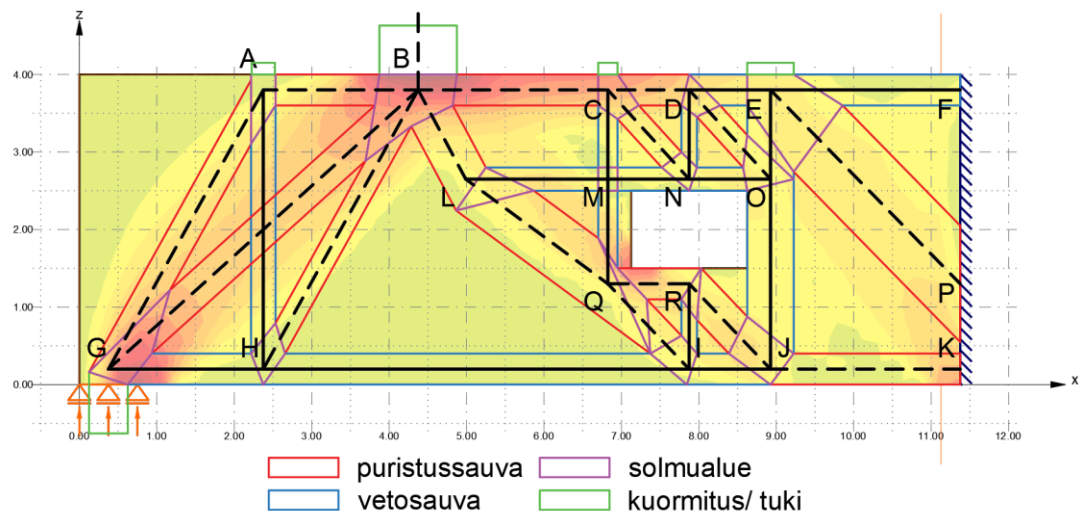
\*) Ristikkomenetelmän yhteydessä määritelty mitoituslujuus esiintyy samansuuruisena myös muualla eurokoodissa, kun määritellään leikkausvoimasta halkeilleen betonin mitoituslujuutta.

Eri suunnitteluohjeiden mukaisia betonin puristuslujuuden mitoitusarvoja on vertailtu taulukossa 7. Taulukosta nähdään, miten eri suunnitteluohjeet huomioivat betonissa vaikuttavaa moniakselista jännitystilaa ja halkeilusta aiheutuvia muutoksia betonin lujuuteen. CSFM-menetelmässä betonin puristuslujuutta pienennetään kertoimella  $k_{c2}$ . Vaikka yleisohjeena teräsbetonirakenteita ristikkomenetelmällä mitoitettaessa usein mainitaan, että suuret jännitykset esiintyvät solmuissa eikä puristuskaistoissa, haluttiin tämän vertailun avulla tarkastella CSFM-menetelmän mukaista mitoitusta verrattuna ristikkomenetelmään myös uuman alueella. Kuvassa 47 on esitetty sekä ristikkomenetelmän että CSFM-menetelmän mukainen puristusjännitysjauma betonissa. Puristusjännitysjaumat vastaavat toisiaan likipitäen, hieman sijaintieroja jännityskeskittymien sijainnissa on nähtävissä ikkuna-aukon ympäristössä.

Kuvassa 46 on nähtävissä verrokkilaskelmaa vastaavasti raudoitetun laskentamallin tulos kertoimen  $k_{c2}$  osalta. Kuten loogisesti havaitaan, raudoituksen venymään perustuva kerroin saa pienimmät arvonsa alueella, jossa MRT-mitoituksessa raudoitteissa on nähtävissä suurimmat vetojännitykset (kuva 40) ja raudoitteet ankkuroituvat betoniin (kuva 41). KRT-mitoituksessa rakenteessa esiintyy kyseisillä alueilla terästen suurimmat vetojännitykset ja leveimmät halkeamat, kuten tuloksista kuvissa 35 ja 36 nähdään (on kuitenkin huomioitava, että tässä laskentamallissa käyttörajatilamitoituksen kyseiset arvot ylittivät sallitut rajat, eikä laskentatuloksia ohjelman valmistajan ohjeen mukaan voida tällöin pitää suuruudeltaan luotettavina). Tämä tulosten ristiin tarkastelu saa aikaan

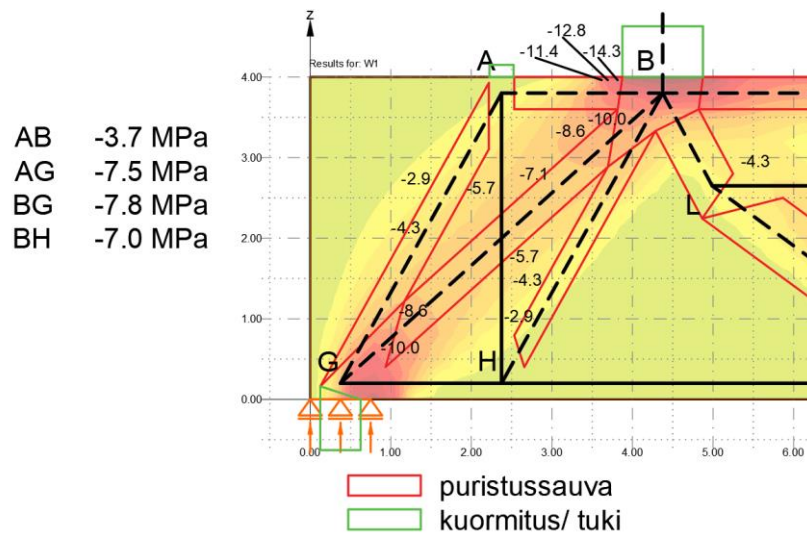
vaikutelman, että pienennöskerroin  $k_{c2}$  vaikuttaisi muodostuvan rakenteen uuman alueelle oikeanlaisilta tuntuvin perustein. Betoniterästen venymiä tarkasteltaessa (kuva 40) nähdään kuitenkin, että pienennöskertoimen kuvaajaa vastaavasti venymät esiintyvät vain hyvin paikallisesti rakenteen alueella.

Ristikkomenetelmän ja CSFM-menetelmän pienimmät betonin mitoituslujuuden arvot sijaitsevat kaikilta osin toisistaan poikkeavissa sijainneissa, kuten voidaan havaita kuvasta 47. Tarkastellaan erityisesti vasemman reunan puristusjännityskaistaa uuman alueella, jossa puristusjännityksen jakauma menetelmien välillä on lähes yhtenevä. CSFM-menetelmässä rauditus vaikuttaa betonin puristuslujuuteen, jonka lisäksi ristikkomenetelmästä poiketen ohjelma huomioi raudituksen toimivan myös puristusjännityksen mitoituksessa.

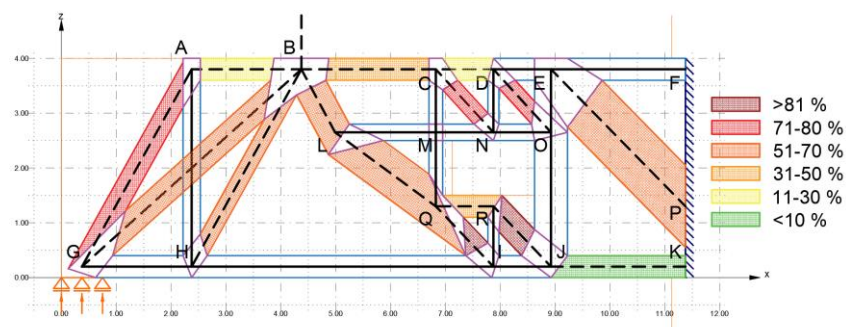


Kuva 47. Ristikkomallin jännityskaistat kirjallisuuslähdettä mukaillen (mukaillen FIB 2011, s. 70) ja betonin puristusjännitysjakauma CSFM-menetelmän mukaisesti, laskentamalli 5.11c.

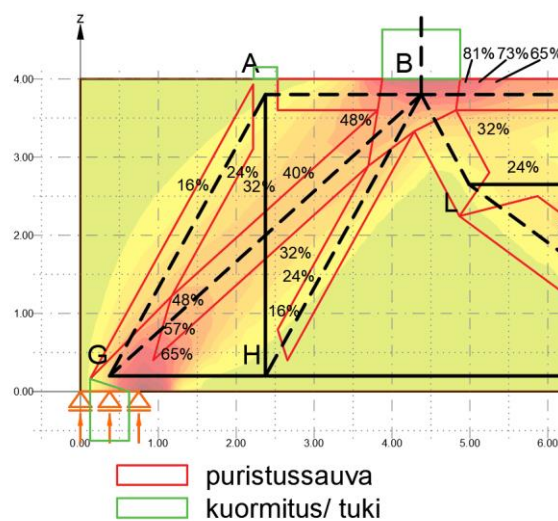
Vasemman reunan betonin puristusjännitysten arvot ovat hyvin yhtenevät menetelmien välillä, kuten nähdään kuvasta 48. Kuitenkin, kun verrataan samaisen alueen käyttöasteita betonin puristusjännityksen suhteen, nähdään kuvien 49 ja 50 perusteella, että CSFM-menetelmän mukaiset käyttöasteet ovat merkittävästi alhaisemmat ristikkomenetelmään verrattuna. Vertailutulos on looginen seuraus ohjelmien mitoituslujuuksien eroavaisuuksista.



Kuva 48. Kirjallisuuslähteen mukaiset keskimääräiset betonijännitykset rakenteen vasemman reunan puristussauvoissa sekä CSFM-menetelmän mukaiset betonin puristusjännitykset, laskentamalli 5.11c. (mukaillen FIB 2011, s. 70).



Kuva 49. Ristikkomallin käyttöasteet kirjallisuuslähteen mukaisesti (mukaillen FIB 2011, s. 70-71).



Kuva 50. CSFM-menetelmän mukaiset betonin puristusjännityksen käyttöasteet, laskentamalli 5.11c, vasemman päädyn käyttöasteet uuman alueella.

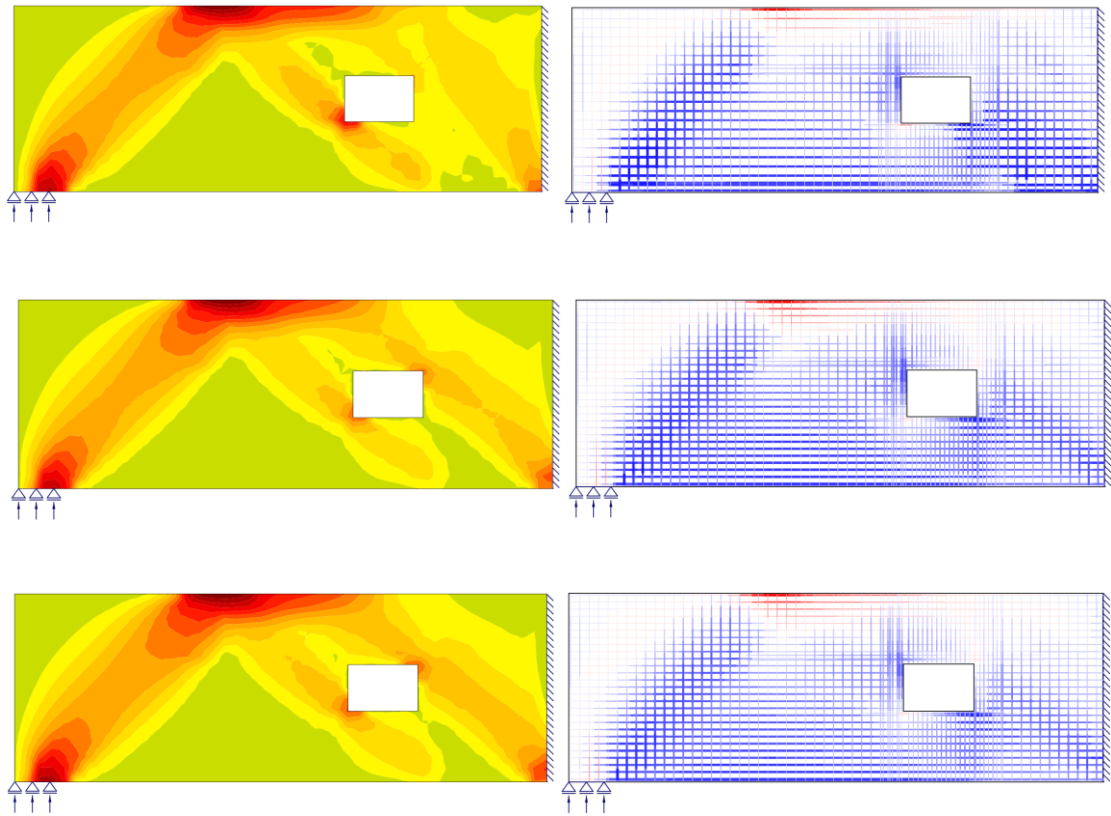
Yksi työn tavoitteista oli varmistaa ohjelman toimivuutta myös Suomen kansallisen liitteen mukaisilla mitoitusarvoilla. Koska kirjallisuuslähteen mukaisella raudoituksella laskentamallien laskenta keskeytyi, perehdytään betonin puristuslujuuden määrittämiseen laskentamallien 5.12 ja 5.22 tulosten perusteella. Mielenkiinto kohdistuu CSFM-menetelmän käyttämään pienennöskertoimeen  $k_{c2}$ , joten vertaillaan sen muodostumista kyseisissä laskentamalleissa.

On huomioitava, että betonin mitoituslujuuden lisäksi suunnittelustandardien raja-arvot raudoitteille poikkeavat toisistaan. MRT:ssa standardin SFS 1300 mukaisesti sitkeysluokan B teräksille suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo  $\varepsilon_{uk} = 5 \%$ . Muodonmuutoksen yläraja-arvo  $\varepsilon_{ud}$  on eurokoodin suositusarvon mukaisesti  $0.9 \cdot \varepsilon_{uk}$  ja Suomen kansallisen liitteen mukaisesti  $0.2 \cdot \varepsilon_{uk}$ . KRT:ssa raudoituksen jännitysten raja-arvo käyttörajatilan ominaisyhdistelmien vallitessa määräytyy käyttäen kerrointa  $k_3$ . Eurokoodin suositusarvon mukaisesti  $k_3 = 0.8$ , Suomen kansallisen liitteen mukaisesti  $k_3 = 0.6$ .

Laskentamallien 5.12a-c sekä 5.22a-c tulokset ovat suunnittelustandardikohtaisesti hyvin yhteneväisiä, kuten nähdään tuloksista taulukossa 6. Valitaan vertailuun kuormitusta c vastaavat laskentamallit 5.11c, 5.12c ja 5.22c, jolloin kaksi ensiksi mainittua on mitoitettu eurokoodin mitoitusarvojen mukaisesti ja viimeisin Suomen kansallisen liitteen mukaisilla täsmennyksillä. Jo edellä tarkemman tarkastelun kohteena ollut laskentamalli 5.11c pidetään mukana vertailussa, jotta voidaan nähdä raudoituksen mahdollinen vaikutus betonin puristuslujuuteen. Laskentamallien tulokset on esitetty kuvissa 51-53.

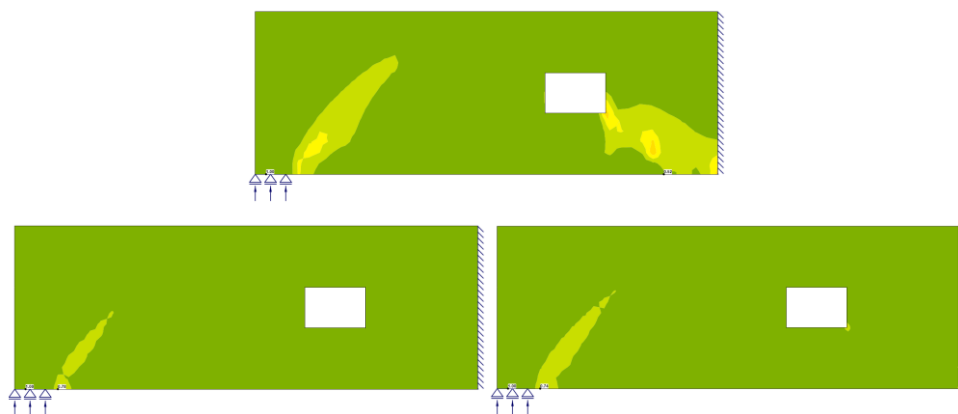
Kuvista on nähtävissä, että rauditus sekä suunnittelustandardin raja-arvot vaikuttavat pienennöskertoimen muodostumiseen merkittävästi. Kenttäraudoituksen ankkurointi tuille saakka vähentää ankkuroinnin aiheuttamia vetojännityskeskittymiä alareunan alueella ja jäykistää rakennetta kokonaisuutena niin, että halkeilu puristukaaren alueella rakenteen vasemmassa reunassa voimistuu. Oikean reunan osalta kenttäterästen ankkurointi voimistaa puristukaarta ikkuna-aukon oikealla puolella, mutta raudoituksen vetojännitys kyseisellä alueella näyttää pienenevän (myös vaakaterästen pinta-ala kasvoi huomattavasti). Halkeamat näyttävät muodostuvan selkeämmin puristukaaren alueelle oikeassa reunassa, mutta puristuslujuuden pienennöskerroin alueelta kasvaa arvoon yksi lähes koko oikean reunan osalta.





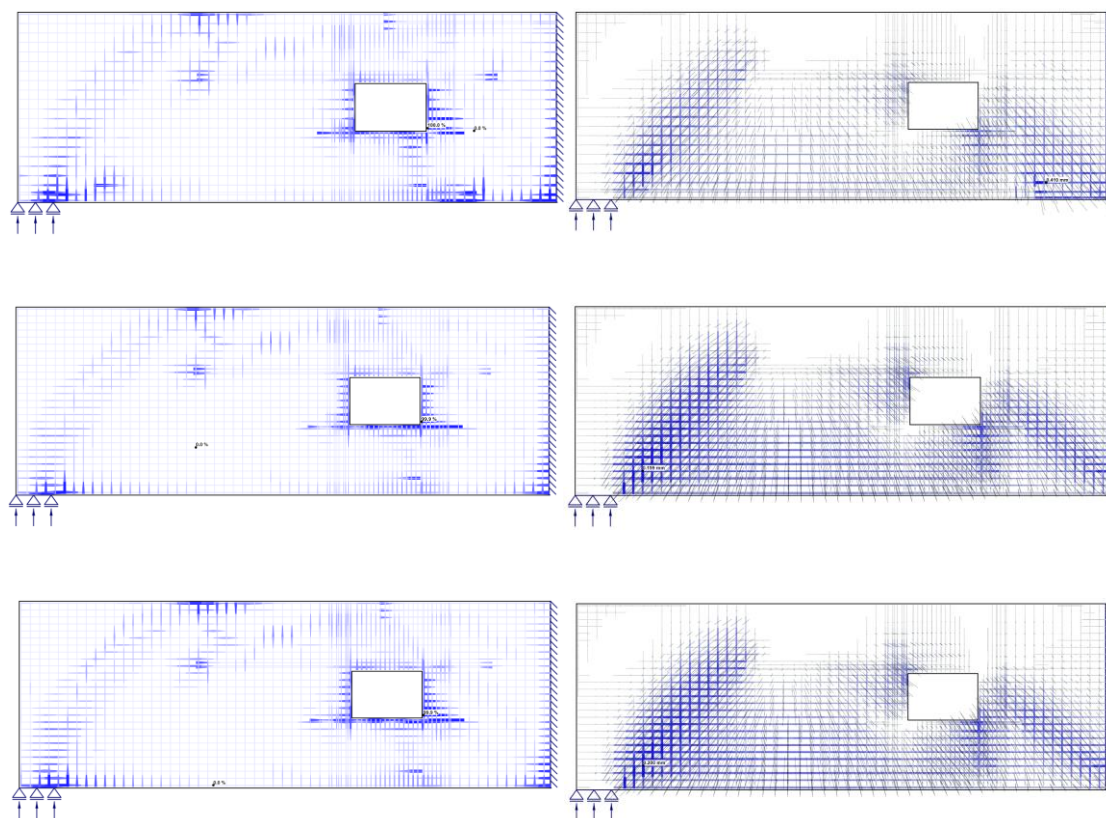
Kuva 51. Betonin puristusjännitys jakauma vasemmalla, betoniterästen jännitys jakauma oikealla. Ylimmällä rivillä laskentamalli 5.11c, keskimmisellä rivillä 5.12c ja alimmalla rivillä 5.22c.

Puristusjännityskaistojen kohdalla esiintyvät poikittaissuuntaiset vetojännitykset raudoituksessa, samoin kuin halkeamien muodostuminen kyseisille alueille, luo mielikuvan mitoitusmenetelmän oikeanlaisesta toiminnasta. Sen sijaan laskentamalleissa 5.12 ja 5.22 pienennöskertoimen  $k_{c2}$  vain vähän betonin mitoituslujuutta alentavan vaikutuksen hyvin paikallinen ilmaantuvuus herättää epäluottamusta kertoimen muodostumisen oikeellisuuteen.



Kuva 52. Betonin puristuslujuuden pienennöskertoimen  $k_{c2}$ . Ylimmällä rivillä laskentamalli 5.11c, alemmalla rivillä 5.12c ja 5.22c.



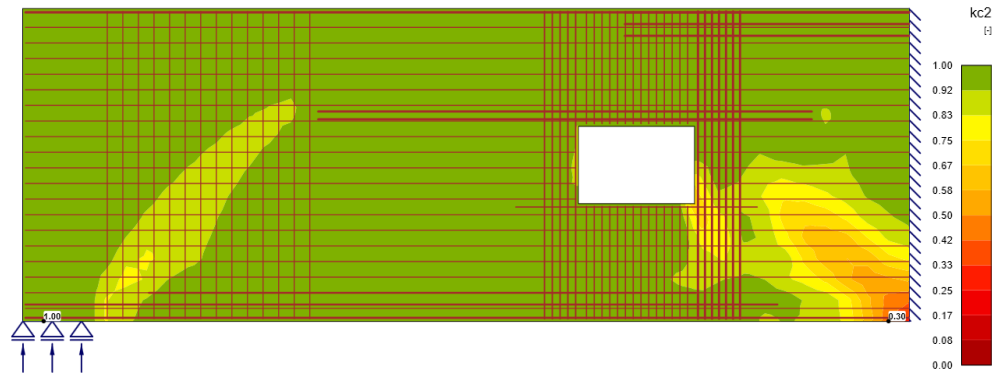


Kuva 53. Betoniterästen tartuntajännitykset vasemmalla, betonin halkeilu oikealla. Ylimmällä rivillä laskentamalli 5.11c, keskimmäisellä rivillä 5.12c ja alimmalla rivillä 5.22c.

Koska betonin puristusmurto on hauras murtumistapa, on mitoituslaskenta sen osalta oltava joko riittävän tarkka tai riittävästi varmallalla puolella. Toisaalta ristikkomenetelmään verrattaessa CSFM-menetelmässä suoritetaan myös KRT-tarkastelu, jolloin rakenne on mitoitettu halkeilun sekä raudoitteen ja betonin jännitysten suhteen. Samoin ristikkomentelmän yhteydessä käytetty tapa alentaa betonin mitoituslujuutta kahden tai kolmen jännitystilaa kuvastavan periaatteen mukaisesti johtaa konservatiivisiin arvoihin, eikä tunnu mielekkäältä mitoitusmenetelmässä, joka pystyy määrittelemään tarkemmin rakenteen jännitysjakauman.

Kuten luvun alussa mainittiin, kirjallisuuslähteessä pystyraudoitusta oli mainittuna vain A-H-vetosauvan alueelle, 14Ø13 k200 mp. Määriteltujen kuormitustapausten laskentamalleista kaikkien laskenta kuitenkin keskeytyi sisältäen vain osan kokonaiskuormituksesta, eikä rauditus vastaa myöskään seinämäisen palkin minimiraudoitusta. Koska tulosten tarkastelun mielenkiinnon kohteena on

pienennöskertoimen  $k_{c2}$  määräytyminen, voidaan tästä keskeytyneen laskennan epäluotettavasta tuloksesta kuvassa 54 kuitenkin nähdä, että raudoitus vaikuttaa merkittävästi kertoimen muodostumiseen ja siten betonin mitoituslujuuteen.

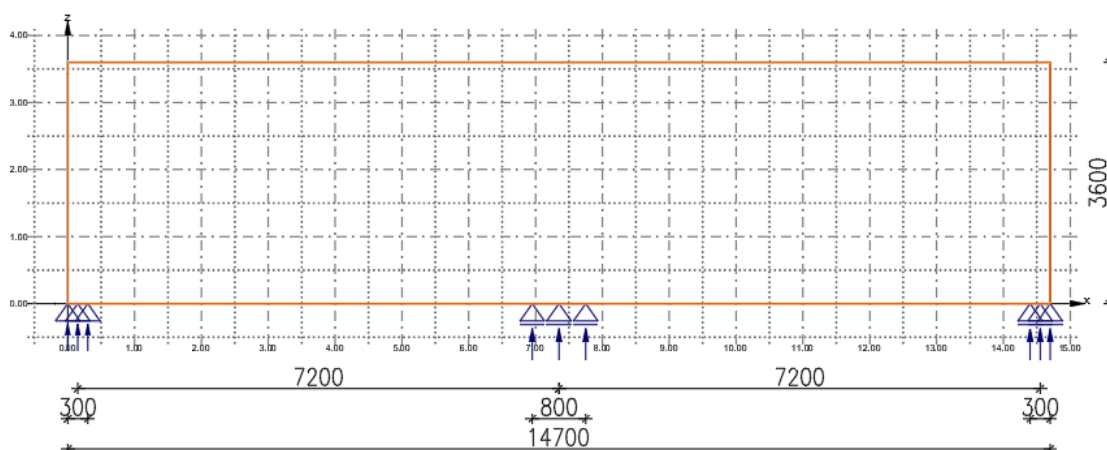


Kuva 54. CSFM-menetelmän kuormitustapaus a:n mukainen kertoimen  $k_{c2}$  jakauma, kun rakenteeseen on määritetty kirjallisuuslähdettä vastaava raudoitus. Huom! Laskenta keskeytynyt, joten tulos ei ole luotettava.

## 6 JATKUVA SEINÄMÄINEN PALKKI

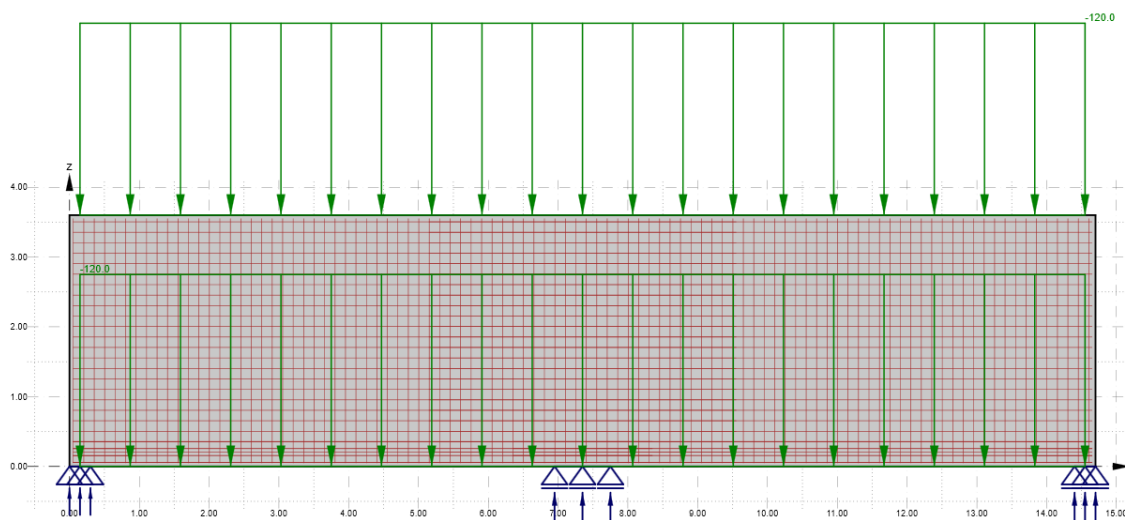
### 6.1 Geometria ja kuormitukset

Laskentaesimerkiksi valittiin symmetrinen, kaksiaukkoinen seinämäinen palkki, jonka analyysi on suoritettu ristikkomallin avulla FIB:n julkaisussa Bulletin 61, example 4 (FIB 2011, s. 45-52). Seinämäisen palkin äärimitat sekä tuenta on esitetty kuvassa 55. Seinän vahvuudeksi määriteltiin 200 mm ja siihen liittyy molemminpuolinen laattarakenne sekä ylä- että alareunaan. Materiaalivalinnat tehtiin verrokkilaskentaa vastaaviksi; betoni C30/37 ja rauditus B500B (vastaava lujuus kuin verrokkilaskelmissa käytetyssä teräksessä A500NR). Materiaalien osavarmuusluvut on määritetty eurokoodin normaalisti vallitsevan tilanteen mukaisesti, pienennettyjä osavarmuuslukuja ei ole käytetty.



Kuva 55. Jatkuvan seinämäisen palkin geometria.

Verrokkilaskennan viivakuorma  $q = 120 \text{ kN/m}$ , joka vaikuttaa sekä seinän ylä- että alaosaan (kuva 56), jaettiin pysyvän ja muuttuvan kuorman osuuksiin, jotta rakenteelle voitiin suorittaa mitoitus sekä murtorajatilassa (MRT) että käyttörajatilassa (KRT). Kuorman oletettiin jakaantuvan toimistorakennukselle tyypillisen jaon mukaisesti eli kokonaiskuormasta 60 % ( $g_k = 55,8 \text{ kN/m}$ ) koostuu pysyvistä kuormista ja loput 40 % ( $q_k = 37,2 \text{ kN/m}$ ) muuttuvista kuormista. Näillä kuormitusmääritelmillä MRT:n kuormitus on suuruudeltaan verrokkilaskennan viivakuormaa vastaava.



Kuva 56. Seinämäisen palkin kuormitustapaus, kuvassa MRT:n mukaiset kuormat eli kuormitusyhdistelmä C1.

Eurokoodissa toimistotilat kuuluvat kuormaluokkaan B, joten kuormitusyhdistelmissä käytettiin sitä vastaavia kertoimia. Kuormayhdistelmien määrittely on esitetty kuvassa 30, varmuuskertoimet on valittu eurokoodin mukaisesti.

## 6.2 Laskentamallit

Kaikkien laskentamallien geometria ja kuormituksen määriteltiin edellisessä kappaleessa kuvatulla tavalla. Tuet määritettiin viivatukina, joille sallittiin sekä puristus- että vetorasitukset. Raudoitukselle määriteltiin suojabetonietäisyydeksi 50 mm.

Kyseisen seinämäisen palkin rauditus määriteltiin neljän eri suunnitteluohjeen mukaisesti. Laskentamallin asetukset määriteltiin sekä eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 oletusarvojen mukaisesti, että Suomen kansallisen liitteen eli Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK) mukaisilla arvoilla niiltä osin, kun kansallinen valinta on tehty. RakMK:n mukaiset asetukset on esitelty työn luvussa 4.8.

CSFM-menetelmän mukaisia laskentatuloksia haluttiin verifioida vertaamalla niitä kirjallisuuden tarjoamaan verrokkilaskelmaan. Mahdollisimman tarkan laskentatuloksen saamiseksi laskentamallille 6-EC suoritettiin elementtiverkon konvergenssitarkastelu. Konvergenssitarkastelun perusteella määriteltiin elementtiverkon tiheys verrokkilaskentamalleille 6-EC ja 6-RakMK.

CSFM-menetelmää haluttiin analysoida myös toteuttamalla jatkuvan seinämäisen palkin raudoitus eri suunnitteluohjeiden mukaisesti. Eri suunnitteluohjeiden mukaisesti raudoitetut laskentamallit 6.11-6.24 verkotettiin ohjelman oletusasetusten mukaisesti, joka mahdollisti tulosten mahdollisimman yhtenäisen vertailun käytettävissä olevan aikataulun puitteissa.

Jatkuvan seinämäisen palkin yhteydessä vertailukohteeksi valittiin erityisesti epätasainen painuma, jonka huomioimista osana suunnitteluprosessia voidaan pitää eurokoodin hengen mukaisena. Kirjaintunnuksella ”a” merkityt laskentamallit ovat verrokkilaskelman mukaisia seinämäisiä palkkeja, joiden tuenta toteutuu teoreettisen tarkasti.

Kirjaintunnuksella ”b” merkityt laskentamallit huomioivat keskinmäisen tuen painuman. Painumaksi määriteltiin Suomen kansallisen liitteen viitearvoista 1/350 (esitelty työn luvussa 3.6), joka 7,2 metrin jännevälillä tarkoittaa 20,6 mm painumaa keskituella. Keskituen jousivakioksi näissä laskentamalleissa määriteltiin 47 MN/m, joka laskentamallilla 6.11b tuottaa rakenteen keskelle 20,6 mm painuman.

Kirjaintunnuksella ”c” merkityt laskentamallit huomioivat oikeanpuoleisen reunatuon painuman. Myös tämän tuen painumaksi määritettiin 20,6 mm vastaavalla kansallisen liitteen viitearvoon perustuvalla periaatteella, kuin keskituen painuman yhteydessä. Laskentamallien tuen jousivakiona käytettiin 56 MN/m, laskentamallin 6.11c taipumalaskelmaan perustuen.

Taulukko 8. Jatkuvan seinämäisen palkin laskentamallit

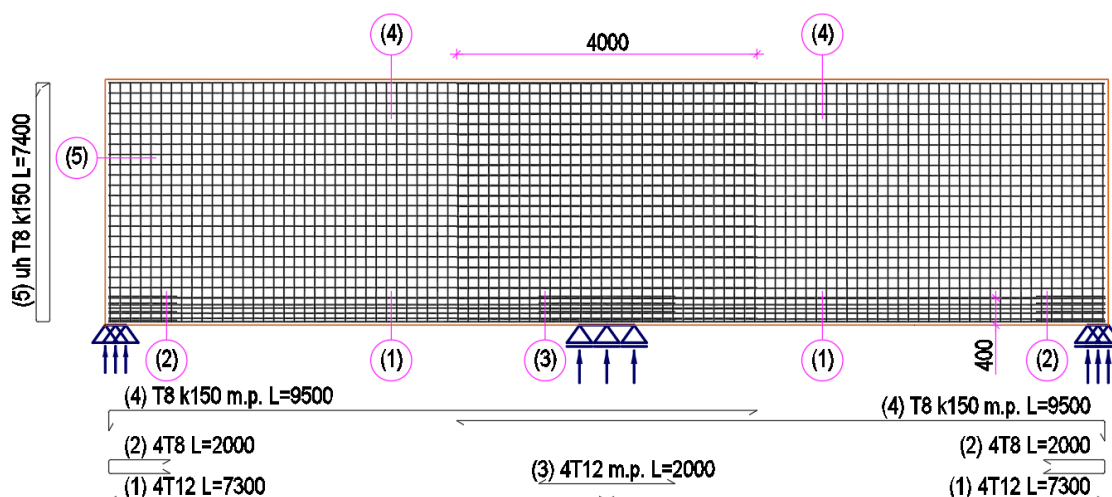
Laskentamallin tunnus	Raudoituksen määrittelyperuste	Elementtiverkon tiheyden kerroin	Suunnittelu-standardi
6-EC	Ristikkomalli	0,5	Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1
6-RakMK	Ristikkomalli	0,5	Eurokoodi + RakMK
6.11a, b, c	Ristikkomalli	1	Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1
6.12a, b, c	CEB 1976	1	Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1
6.13a, b, c	Topologia- optimointi 80 %	1	Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1

Laskentamallin tunnus	Raudoituksen määrittelyperuste	Elementtiverkon tiheyden kerroin	Suunnittelu- standardi
6.14a, b, c	Topologia- optimointi 20 %	1	Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1
6.21a, b, c	Ristikkomalli	1	Eurokoodi + RakMK
6.22a, b, c	CEB 1976	1	Eurokoodi + RakMK
6.23a, b, c	Topologia- optimointi 80 %	1	Eurokoodi + RakMK
6.24a, b, c	Topologia- optimointi 20 %	1	Eurokoodi + RakMK

Halkeamaleveyden raja-arvoksi asetettiin eurokoodin ja Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisesti 0.4 mm (rasitusluokka X0, XC1: normaalit kuivat sisätilat). Taipumarajaksi asetettiin eurokoodin mukainen suositus pitkäaikaisilla kuormilla,  $L/250 = 7200 \text{ mm}/250 = 28.8 \text{ mm}$ .

### 6.2.1 Laskentamallit 6, 6.11 ja 6.21, ristikkomallin mukainen rauditus

Rauditus määriteltiin verrokkilaskelmaa FIB Bulletin 61, example 4 (FIB 2011, s. 52) vastaavaksi. Rauditus täyttää eurokoodin mukaisen seinämäisen palkin minimirauditusvaateen ( $A_s = 335 \text{ mm}^2 > A_{s,dbmin} = 0,001 * (200 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}^2$ ), sekä vastaa CSFM-menetelmän reunaehdot täyttävää raudoitustapaa. Seinämäisen palkin rauditus on esitetty kokonaisuudessaan kuvassa 57. Laskentamalliin käytettyjen ankkurointityyppien määritelmät on esitetty taulukossa 9.



Kuva 57. Laskentamallien 6-EC, 6-RakMK, 6.11 ja 6.21 mukainen raudoitus.

Taulukko 9. Laskentamallissa raudoitukselle määritellyt ankkurointityypit

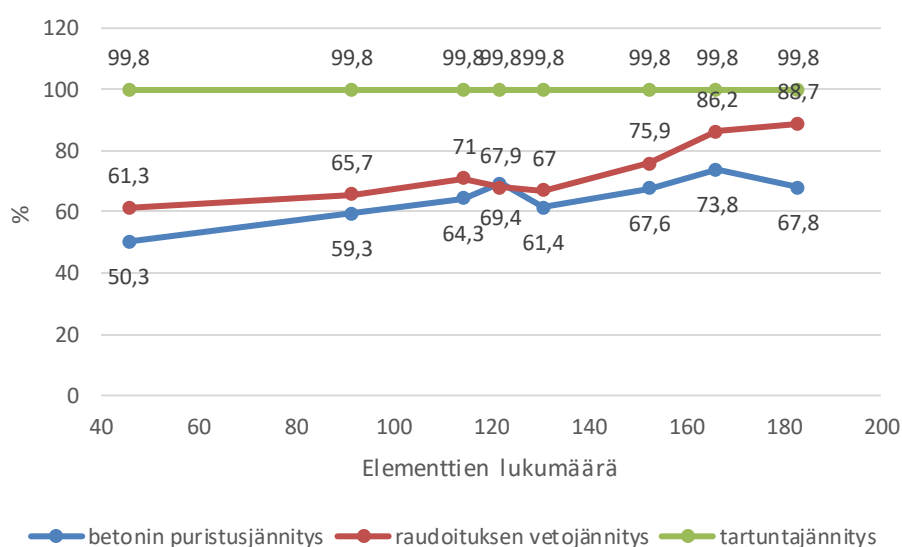
Raudoite (tunnus kuvassa 57)	Raudoitteen vasen/ ylempi pääty ( $\beta$ )	Raudoitteen oikea/ alempi pääty ( $\beta$ )
(1)	suora (0,0)	suora (0,0)
(2)	umpihaka, sisänurkissa tanko täydellinen sidos (1,0)	suora (0,0)
(3)	suora (0,0)	suora (0,0)
(4)	Vakiotaivutus (0,3)	suora (0,0)
(5)	umpihaka, sisänurkissa tanko, täydellinen sidos (1,0)	umpihaka, sisänurkissa tanko, täydellinen sidos (1,0)

Elementtiverkon konvergenssitarkastelu tehtiin MRT:n mukaiselle kuormitukselle laskentamallissa 6-EC muodostamalla suhteellisen konvergenssin mukainen konvergenssidiagrammi. Elementtiverkon kokoa muokattiin tarkastelua varten taulukon 10 mukaisesti. Konvergenssitarkasteluun valittiin jännitysten käyttöasteet: Betonin puristusjännitys ( $\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ ), betoniterästen vetojännitys ( $\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ ) ja ankkurointimitoituksessa käytetty tartuntajännitys ( $\tau_b/f_{bd}$ ). Käyttöasteiden konvergenssidiagrammi on esitetty kuvassa 58. Elementtiverkon konvergenssitarkastelun tuloksia on esitetty lisää tulokset-kappaleessa.

Elementtiverkko ei valittavissa olevilla säätömahdollisuuksilla täysin tyydyttävästi konvergoi, mutta elementtiverkon tiheyden valinta tehtiin betonin jännitykseen verrattuna suuremman käyttöasteen omaavan betoniteräksen jännityksen käyttöasteen perusteella. Laskentamallien 6-EC ja 6-RakMK laskenta suoritettiin pienentäen elementtiverkon tiheys puoleen oletustiheydestä, joka on samalla ohjelman tihein mahdollinen elementtiverkko.

Taulukko 10. Laskentamallin elementtiverkon tiheys, konvergenssitarkastelu

Elementtikokoa säätelevä kerroin	Betonielementin sivumitta [m]	Elementtien lukumäärä
2	0,4	46
1 (oletusarvo)	0,2	92
0,8	0,16	114
0,75	0,15	122
0,7	0,14	131
0,6	0,12	153
0,55	0,11	166
0,5	0,1	183



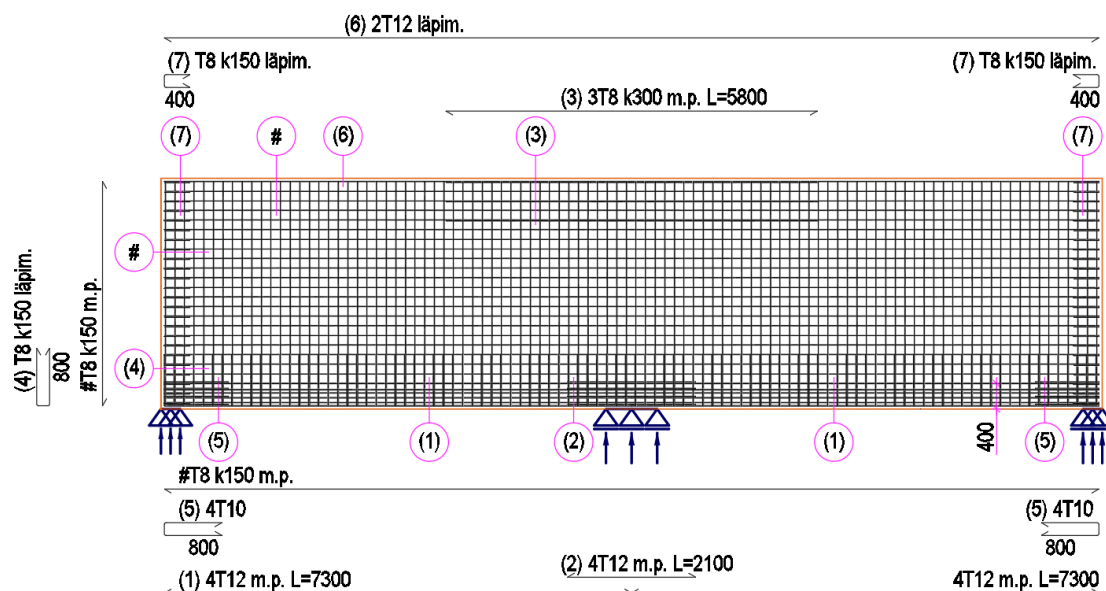
Kuva 58. Elementtiverkon konvergenssitarkastelu jännitysten käyttöasteiden perusteella.



### 6.2.2 Laskentamallit 6.12 ja 6.22, CEB 1976 ohjeen mukainen rauditus

Vastaavalle seinämäiselle palkille löytyy runsaasti suunnitteluohjeita, joten kyseisen seinämäisen palkin rauditus toteutettiin myös oppikirjasta By 202 (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 445-459) määritellyn ohjeistuksen mukaisesti. Kyseinen oppikirja viittaa CEB:in 1976 julkaistuun teokseen "Model Code for Concrete Structures, CEB Bulletin d'information n° 117-E".

Seinämäisen palkin laskelmat ja niiden perusteella määritelty rauditus tunnuksineen on esitetty kokonaisuudessaan kuvassa 59. Laskentamalliin käytettyjen ankkurointityyppien määritelmät on esitetty taulukossa 11.



Kuva 59. Laskentamallien 6.12 ja 6.22 mukainen rauditus.

Taulukko 11. Laskentamallissa rauditukselle määritellyt ankkurointityypit

Raudoite (tunnus kuvassa 59)	Raudoitteen vasen/ ylempi pääty ( $\beta$ )	Raudoitteen oikea/ alempi pääty ( $\beta$ )
(1)	suora (0,0)	suora (0,0)
(2)	suora (0,0)	suora (0,0)
(3)	suora (0,0)	suora (0,0)
(4)	suora (0,0)	umpihaka, sisänurkissa tanko, täydellinen sidos (1,0)

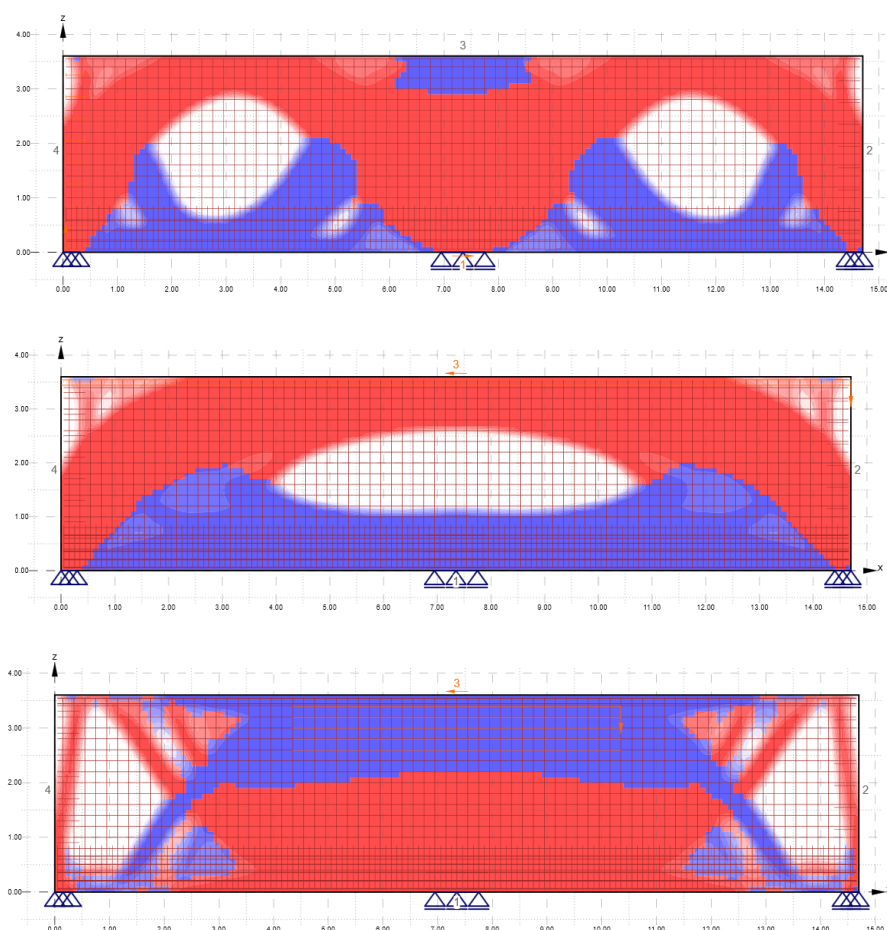
Raudoite (tunnus kuvassa 59)	Raudoitteen vasen/ ylempi pääty ( $\beta$ )	Raudoitteen oikea/ alempi pääty ( $\beta$ )
(5)	umpihaka, sisänurkissa tanko, täydellinen sidos (1,0)	suora (0,0)
(6)	suora (0,0)	suora (0,0)
(7)	umpihaka, sisänurkissa tanko, täydellinen sidos (1,0)	suora (0,0)

### 6.2.3 Laskentamallit 6.13 ja 6.23, raudoitus topologiaoptimoinnin 80 % mukaisesti

Seinämäisen palkin raudoitus määriteltiin topologiaoptimoinnin kuvaajia hyödyntäen. Raudoitusta suunniteltaessa noudatettiin eurokoodin ja Suomen kansallisen liitteen ohjeita. Suojabetonietäisyytenä säilytettiin 50 mm, jotta laskentamallit olisivat siltä osin vertailukelpoisia keskenään.

Yksi työn tärkeä tavoite on testata ohjelman käytettävyyttä nimenomaan Suomen kansallisen liitteen vaateet huomioiden, siksi optimointikuvaajiin perustuvat iteroinnit tehtiin RakMK:n mukaisilla asetuksilla. Raudoitus määriteltiin iteratiivisesti siten, että ensin määritettiin laskentamallia ”6.23a” vastaava raudoitus 80 % optimointikuvaajan, esitetty kuvassa 60, jännitysjakauman mukaisesti. Lopulta laskentamalli 6.23 on raudoitukseltaan yhtenäinen kaikissa laskentamalleissa 6.23a-c, mutta raudoituksen muodostaminen aloitettiin tuennaltaan teoreettisen tasaisesta versiosta a. Myös laskentamalleissa 6.13a-c käytettiin laskentamallin 6.23 raudoitusta, jotta nähtäisiin miten hienoiset erot lähtöarvoissa vaikuttavat tuloksiin.

Laskentamallin ”6.23a” mitoitus ehdot täyttyivät, vaikka edeltäviin laskentamalleihin verrattuna raudoitus oli huomattavasti vähäisempi; verkkoraudoituksena käytettiin T8-200 verkkoja molemmissa pinnoissa (m.p.), seinän vapaissa reunoissa minimihaat T8 k400, alapinnan kenttäraudoitteina 4\*2T10 k175 (ankkurointi tuomalla suorat tangot tuelle), yläreunassa ns. varmistusraudoitteina 2T10 ja alareunan ripustushaات T8 k200, joiden ”jalan” pituus määriteltiin jatkospituuden mukaisesti. Tällä raudoituksella ohjelman mukainen MRT ja KRT mitoitus täytti kaikilta osin kansallisen liitteen mukaiset vaateet.

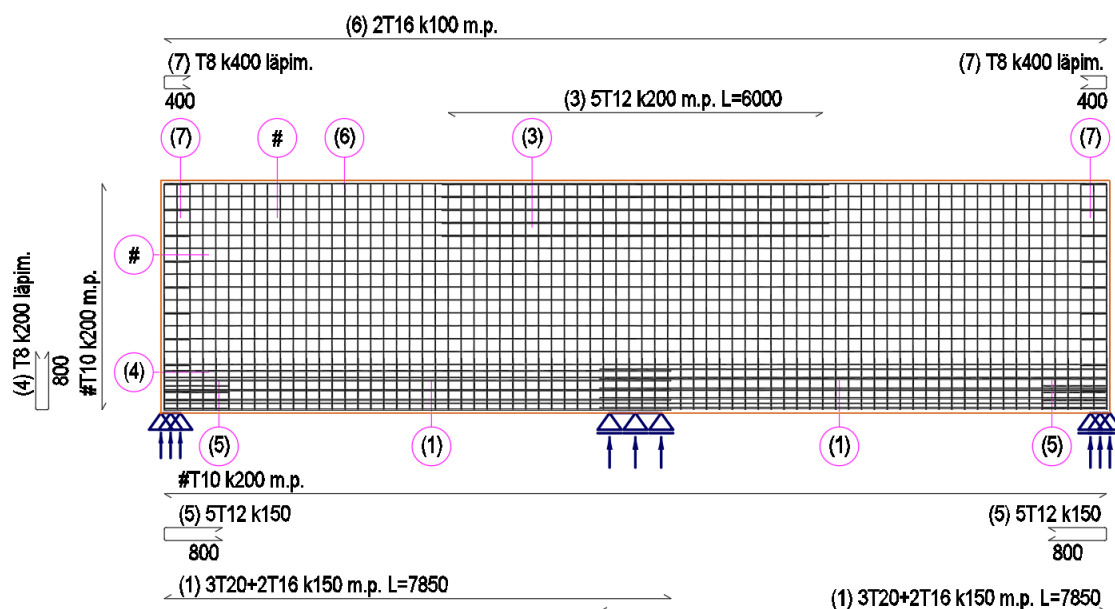


Kuva 60. Seinämäisen palkin raudoituksen määrittely topologiaoptimoinnin kuvaajien avulla. Ylimpänä ns. alkutilanne, jolloin rakenteen tuet optimaalisen tasaiset. Keskimmäisenä keskituen jousivakiota alennettu, alimpana oikeanpuoleisen reunatuen jousivakiota alennettu.

Keskituen jousivakion alentaminen arvoon 47 MN/m muutti optimointikuvaajaa täysin, kuten kuvasta 60 nähdään. Laskenta keskeytyi useita kertoja, vaikka raudoitusta muokattiin lisäämällä raudoitemäärää keskituen painumisesta syntyneen optimointikuvaajan avulla. Lopulta päädyttiin raudoitukseen, jossa seinän verkkorauditus kasvatettiin T10-200 verkoksi m.p. ja yläreunan varmistusraudoitteena käytettiin 2+2T12 tankoja koko seinän matkalla. Alapinnan raudoitukseksi muodostui lopulta 3\*2T20 k150 ja niiden yläpuolella 2+2T16 k150 rauditus, joka on limitetty keskituella täyden limityspituuden verran. Reunatuilla ankkurointia parannettiin vastahaoilla 5T12/ tuki. Seinämäisen palkin rauditus muuttui täten todella merkittävästi laskentamallin 6.23b tilanteessa. Tällä laskentamallilla mitoitusvaateiden täyttyminen vaati seinän kokonaisjäykkyyden kasvattamista rauditusverkon avulla, alareunan raudoituksen merkittävää lisäämistä sekä ankkuroinnin parantamista reunatuilla.

Laskenta on suoritettu siten, että raudoitusverkko ulottuu koko seinän alueelle. Todellisessa rakenteessa ripustushaat, verkkoraudoitteet ja alapinnan vetoteräksket eivät mahtuisi rakenteeseen eurokoodin minimietäisyysvaateet sekä suojabetonietäisyydet huomioitaessa. Tulkitaan tässä tapauksessa raudoitusmäärää kokonaispinta-alojen kautta, tiedostaen että kyseessä on teoreettinen laskentaesimerkki. Jos kyseessä olisi todellisen rakenteen mitoitus, raudoitus toteutettaisiin seinän alareunan osalta raudoituspinta-alaa vastaavin irtotangoin, joiden päältä jatkuisi verkkoraudoitteet. Raudoitteiden mahtuminen sekä ripustusraudoitteiden riittävät limityspituudet varmistettaisiin suunnittelun yhteydessä.

Raudoituksen suunnittelua topologiaoptimoinnin avulla jatkettiin palauttamalla keskituelle täysi jäykkyys ja muokkaamalla vuorostaan oikean reunan tuen jousivakioksi 56 MN/m, eli reunaehdot määriteltiin laskentamallien c-version mukaiseksi. Tällöin palkin yläreunaan syntyy voimakas vetojännitys. Seinän yläreunan raudoitusta lisättiin määrittelemällä varmistusraudoitukseksi 2+2T16 k100 koko seinän matkalle ja niiden alapuolelle, symmetrisesti keskituelle, 5\*2T12 L=6000 k200. Raudoitus kokonaisuudessaan on esitetty kuvassa 61.



Kuva 61. Laskentamallien 6.13 ja 6.23 mukainen raudoitus.

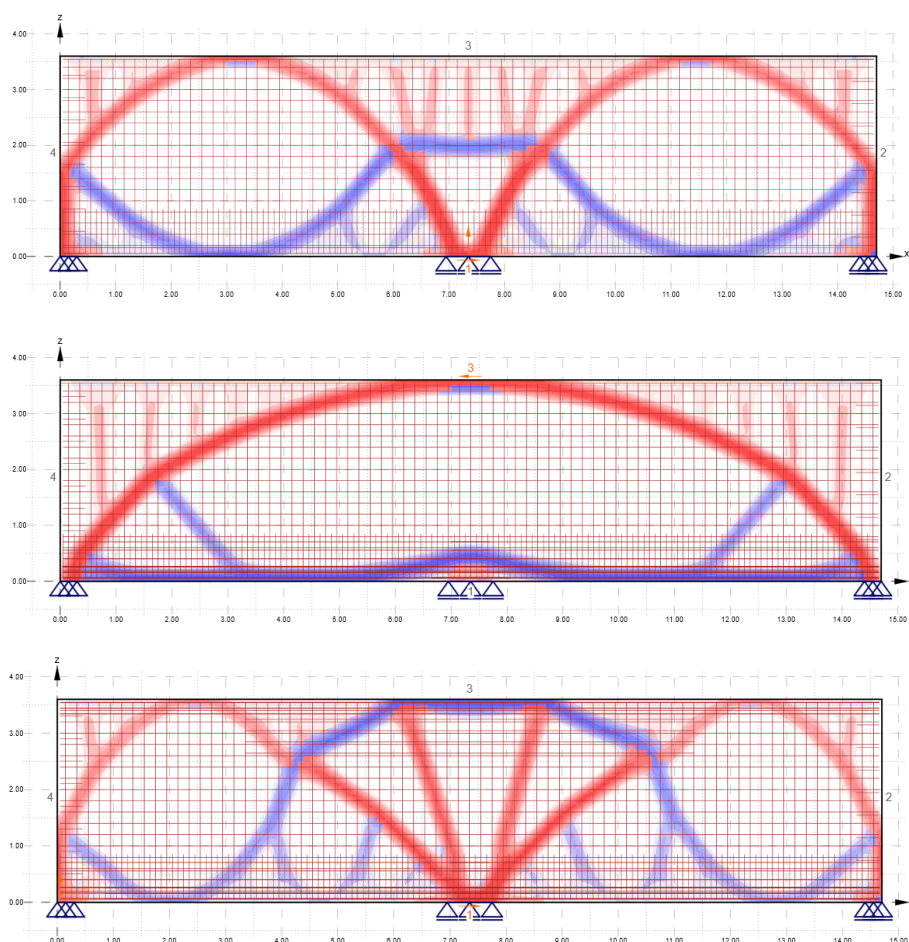
Laskentamallin mitoitusvaateet täyttyivät lukuun ottamatta betonissa keskituella esiintyvää maksimijännitystä. Laskentamallin iterointia ei kuitenkaan jatkettu, koska muutama valittua laskentamallia runsaammin raudoitettu laskentakierros osoitti, ettei

sillä ole merkittävää vaikutusta betonin puristusjännityksen arvoon keskituella. Betonin jännitykseen keskituella voitaisiin vaikuttaa valitsemalla lujempaa betonia tai muokkaamalla rakenteen geometriaa: kasvattamalla joko tuen tai seinän leveyttä. Myös seinän alareunaan liittyvän laatan vaikutusta tukipaineeseen voisi harkita. Laskentamallien vertailtavuuden saavuttamiseksi tyydyttiin kuitenkin päättämään iterointi valittuun laskentamalliin.

#### **6.2.4 Laskentamallit 6.14 ja 6.24, raudoitus topologiaoptimoinnin 20 % mukaisesti**

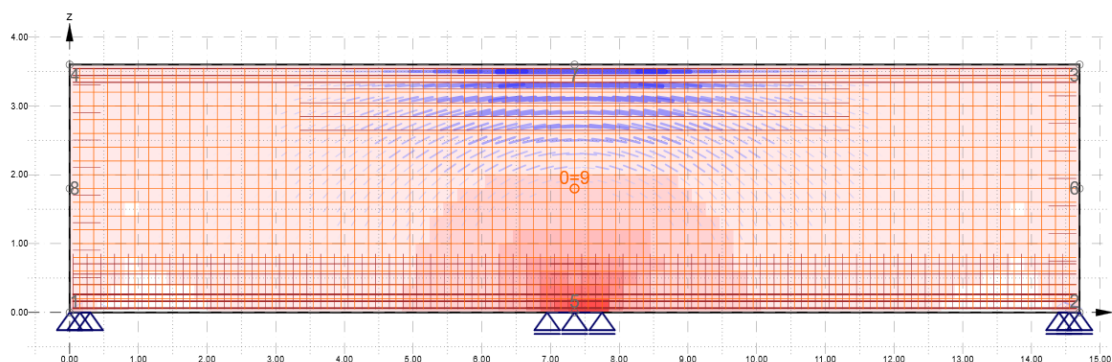
Laskentamallien raudoituksen suunnittelu toteutettiin vastaavasti, kuin edellisessä kappaleessa kuvattiin, mutta nyt suunnittelu tehtiin hyödyntäen 20 % tiheyttä vastaavia optimointikuvaajia (kuva 62). Laskentamallin ”6.24a” raudoitukseksi määriteltiin: Verkkoraudoituksena käytettiin T8-200 verkot m.p., seinän vapaissa reunoissa minimihaat T8 k400, alapinnan kenttäraudoitteina 2+2T10 k100 (ankkurointi tuomalla suorat tangot tuelle), yläreunassa ns. varmistusraudoitteina 2T10 ja alareunan ripustushaات T8 k200. Tällä raudoituksella ohjelman mukainen MRT ja KRT mitoitus täytti kaikilta osin kansallisen liitteen mukaiset vaateet. Varmistusraudoitus sijoitettiin seinän yläreunaan, vaikka optimointikuvaajassa keskituen vaakavetojännityskeskittymä sijaitsee huomattavasti alempana. Ohjelman varsinainen mitoitus kuitenkin osoitti, että verkon lisäksi raudoitusta tarvitaan nimenomaan rakenteen yläreunassa.

Raudoituksen suunnittelua jatkettiin löysentämällä keskituen jousivakioita. Seinän verkkoraudoitus kasvatettiin T10-200 verkoksi m.p. Optimointikuvaajan alareunan jännitysjakautuman mukaisesti alareunan raudoitukseksi määräytyi mitoitus ehdot täyttävä 3\*2T25 k100, joiden ankkuroitumiseksi reunatuelle määriteltiin vastahaat 3T12 k100/tuki. Alareunaan sijoittuvien kenttäraudoitetankojen yläpuolelle sijoitettiin kokeellisesti lisäraudoitusta vain keskituen alueelle optimointikuvaajan mukaisesti. Käyttörajatilamitoituksen osalta betoniterästen jännitys kuitenkin ylittyi verkkoraudoituksessa näiden lisätankojen ulkopuolella, vaikka niiden pituutta kasvatettiin asteittain. Lopulta päädyttiin lisäämään 3\*2T12 k150 tangot koko seinän matkalle, varsinaisten kenttäraudoitustankojen yläpuolelle. Nämä lisätangot on ankkuroitu vain tuomalla suora tanko reunatuille. Muilta osin raudoitus säilytettiin ennallaan.



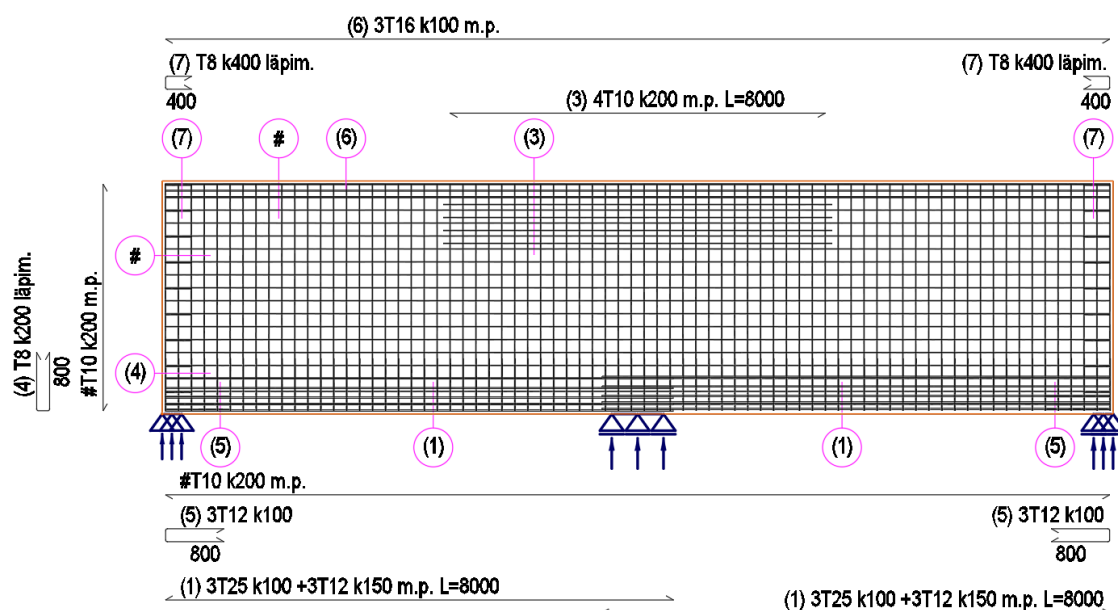
Kuva 62. Seinämäisen palkin raudoituksen määrittely topologiaoptimoinnin kuvaajien avulla. Ylimpänä ns. alkutilanne, jolloin rakenteen tuet optimaalisen tasaiset. Keskimmäisenä keskituen jousivakiota alennettu, alimpana oikeanpuoleisen reunatuen jousivakiota alennettu.

Raudoitussuunnittelu viimeisteltiin reunatuen painuman sallimisella. Tämän pisimmälle viedyn optimointikuvaajan avulla suoritettu raudoitussuunnittelu helpottui huomattavasti, kun ohjelmassa on mahdollista käyttää viitekuvana raudoitusta määriteltäessä myös lineaarisen laskennan mukaista jännityskuvaajaa, kuva 63. Näiden kahden eri menetelmään perustuvan apukuvaajan hyödyntäminen vuorotellen säästi suunnittelussa muutamia iterointikierroksia. Yläpinnan varmistusraudoitus päivitettiin  $3 \times 2T16$  k100 koko seinän matkalle ja niiden alapuolelle lisätangot keskeisesti keskitukeen nähden  $4 \times 2T10$  L=8000 k200.



Kuva 63. Seinämäisen palkin lineaarisen analyysin mukaisen jännityskuvaajan hyödyntäminen raudoituksen määrittelyssä, kun oikeanpuoleisen reunatuen jousivakiota alennettu.

Laskentamallin mitoitusvaateet täyttyivät tällä iterointikierron mukaisella raudoituksella lukuun ottamatta betonissa keskituella esiintyvää maksimijännitystä. Tähän laskentatulokseen tyydyttiin samoin perustein, kun edeltävän optimointikuvaajan perustuvan laskentamallin 6.23 tapauksessa. Laskentamallien 6.14a-c ja 6.24a-c raudoitus on esitetty kuvassa 64.



Kuva 64. Laskentamallien 6.14 ja 6.24 mukainen raudoitus.

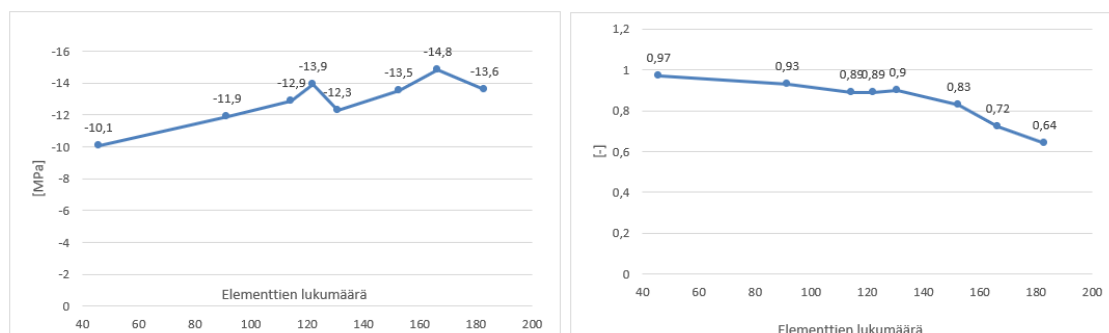
Seinämäisen palkin analyysin yhteydessä viimeisintä raudoituksen määrän optimointiin tarkoitettua työkalua ei saatu tässä työssä toimimaan toivotulla tavalla. Työkalun ehdottama raudoitemäärä oli huomattavasti lopullista mitoitusta vastaavaa kokonaismäärää pienempi.

## 6.3 Tulokset

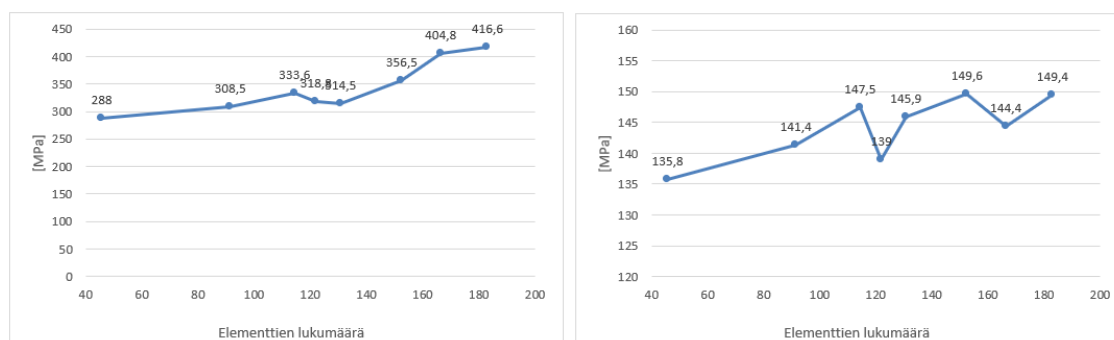
### 6.3.1 Laskentamallit 6-EC ja 6-RakMK

Laskentamallien kattavat tulokset on esitetty liitteissä 2 ja 3. Tässä kappaleessa on esitetty vain muutamia laskentatuloksia, joita on vertailtu ja pohdittu tulosten tarkastelu -kappaleessa.

Elementtiverkon konvergenssitarkastelu voidaan ohjelman tulosten perusteella suorittaa vain lokaalien jännityskeskittymien arvojen perusteella. Jännitysten ääriarvot esiintyivät rakenteessa samassa kohtaa elementtiverkon tiheydestä huolimatta. Käyttöasteiden mukaisen konvergenssitarkastelun perusteella nähdään, että elementtiverkon tiheys vaikuttaa sekä betonin että betoniteräksen jännitysten laskentatuloksen tarkkuuteen, jonka vuoksi konvergenssitarkastelu tehtiin molempien materiaalien jännityskäyttäytymistä kuvaaville tuloksille. Konvergenssitarkastelun tulokset on esitetty kuvissa 65-66.

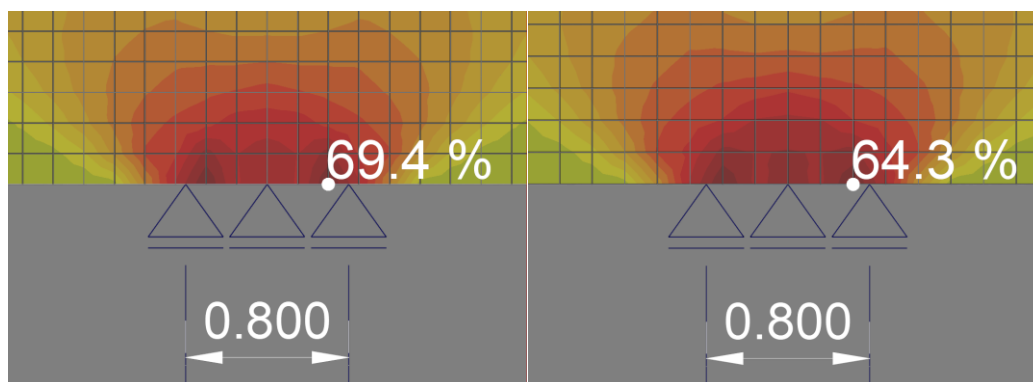


Kuva 65. Betonin minimipuristusjännityksen ja betonin pehmenevää käyttäytymistä kuvaavan pienennöskertoimen  $k_{c2}$  konvergenssidiaagrammit.



Kuva 66. Betoniteräksen vetojännityksen ääriarvon ja alapinnan kenttäraudoituksen vetojännityksen ääriarvon konvergenssidiaagrammit.





Kuva 67. Betonin puristusjännityksen jakauma keskituella ja puristusjännityksen suurin käyttöaste. Vasemmanpuoleisessa betonielementin sivumitta 150 mm, elementtien kokonaislukumäärä 122, oikeanpuoleisessa betonielementin sivumitta 160 mm, elementtien kokonaislukumäärä 114.

### 6.3.2 Laskentamallit 6.11a,b,c-6.24a,b,c

Taulukossa 12 on esitetty myös ns. tarkempien laskentamallien 6-EC ja 6-RakMK tulokset, jotta voidaan nähdä elementtiverkon tiheyden vaikutus tuloksiin. Laskentamallien tulokset on esitetty käyttöastetta kuvaavina prosentteina. Laskentatuloksia on täydennetty tarkemman kuvauksen sekä kuvien avulla taulukon alapuolella.

Taulukko 12. Laskentamallien tulokset käyttöasteina [%].

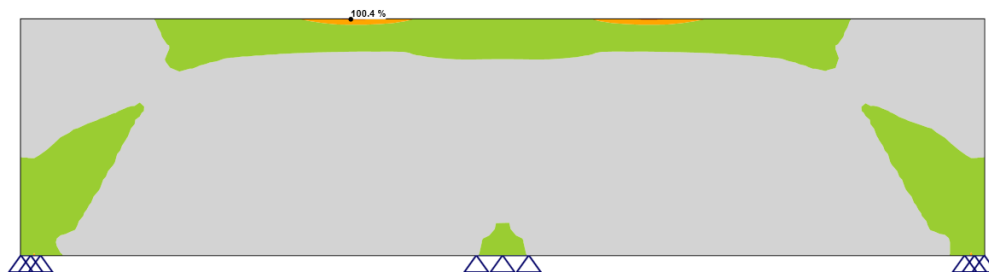
Laskentamallin tunnus	Betonin lujuus	Betoniter. lujuus	Ankku-rointi-pituus	Jännitys	Halkeama-leveys	Taipuma
6-EC	68,4 %	89,2 %	99,8 %	84,7 %	68,6 %	8,2 %
6-RakMK	80,3 %	89,1 %	99,9 %	113,8 % *r)	70,0 %	8,2 %
6.11a	59,3 %	65,7 %	99,8 %	59,3 %	24,3 %	7,4 %
6.12a	57,9 %	46 %	99,8 %	58,4 %	19,4 %	6,9 %
6.13a	57,8 %	46,4 %	99,8 %	61,2 %	11,7 %	6,1 %
6.14a	59,5 %	46,0 %	99,8 %	61,9 %	11,4 %	5,9 %
6.21a	68,9 %	66,3 %	99,8 %	79,5 %	25 %	7,4 %
6.22a	67,2 %	44,7 %	99,9 %	62,7 %	19,2 %	6,9 %

Lasken- tamallin tunnus	Betonin lujuus	Betoni- ter. lujuus	Ankku -rointi- pituus	Jännitys	Halkea- ma- leveys	Taipu- ma
6.23a	66,9 %	52,2 %	99,9 %	61,2 %	11,9 %	6,1 %
6.24a	66,2 %	51,6 %	99,9 %	61,8 %	11,6 %	5,9 %
6.11b	98,8 %	98,8 %	99,8 %	126,7 % *r) *b)	109,4 %	71,6 %
6.12b	98,5 %	95,2 %	99,8 %	125,6 % *r)	121,5 %	70,4 %
6.13b	99,5 %	70,7 %	99,8 %	93,5 %	42,7 %	53,8 %
6.14b	98,4 %	65,1 %	99,8 %	95,1 %	36,1 %	48,2 %
6.21b	LASKENTA KESKEYTYNYT					
6.22b	LASKENTA KESKEYTYNYT					
6.23b	99,5 %	70,4 %	100 %	96,4 %	42,8 %	53,8 %
6.24b	99,6 %	70,7 %	100 %	95,1 %	36,1 %	48,2 %
6.11c	99,5 %	97,9 %	99,7 %	146,9 % *r) *b)	68,8 %	71,6 %
6.12c	99,5 %	95,2 %	99,8 %	150,8 % *r) *b)	68,5 %	72,0 %
6.13c	99,5 %	66,0 %	99,8 %	129,3 % *b)	41,0 %	59,9 %
6.14c	99,5 %	72,1 %	99,8 %	122,6 % *b)	41,2 %	57,9 %
6.21c	LASKENTA KESKEYTYNYT					
6.22c	99,5 %	99,4 %	99,9 %	150,7 % *r) *b)	68,6 %	72,1 %
6.23c	99,5 %	68,4 %	99,9 %	129,3 % *b)	41,1 %	60,0 %
6.24c	99,5 %	71,7 %	99,9 %	122,6 % *b)	41,3 %	58,0 %

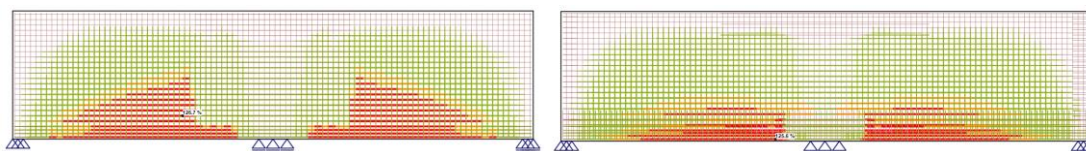
\*r) KRT, raudoituksen osalta jännitys ylittää jännitysrajan.

\*b) KRT, betonin osalta jännitys ylittää jännitysrajan.

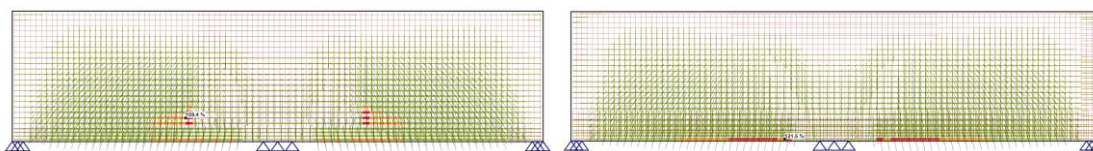
Laskentamalleissa, joissa keskituen annettiin joustaa (kirjaintunnuksella b merkityt laskentamallit), KRT:n kuormituksella C2 betonin osalta raja-arvon ylittävän jännityksen sijainti on nähtävissä kuvassa 68. Raudoitteiden jännitykset ylittivät raja-arvon kuvan 69 mukaisesti. Kuormitus C3 aiheutti halkeamarajaa suurempia halkeamia kuvan 70 mukaisesti.



Kuva 68. Laskentamallin 6.11b mukainen betonin jännityksen käyttöaste, 100 % ylittävä osuus punaisella.

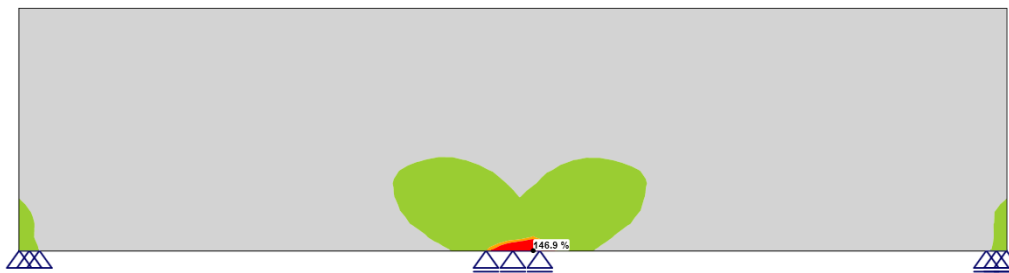


Kuva 69. Laskentamallien 6.11b ja 6.12b mukaiset raudituksen jännityksen käyttöasteet, 100 % ylittävä osuus punaisella.

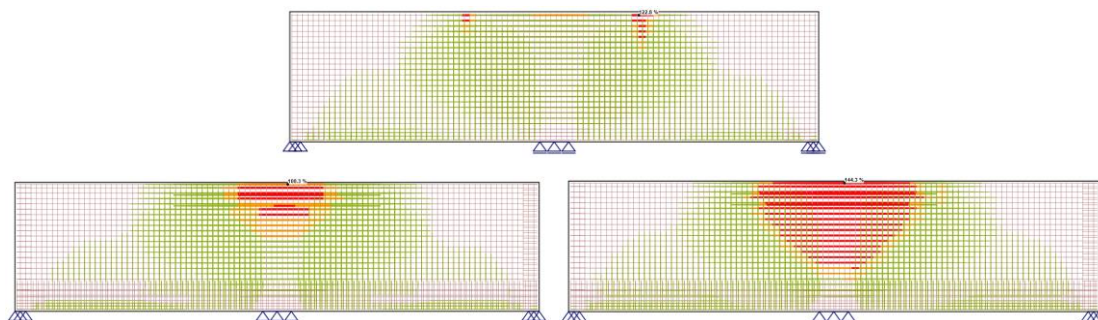


Kuva 70. Laskentamallien 6.11b ja 6.12b mukaiset halkeamat (halkeamavälien esitystapa periaatteellinen), käyttöasteen 100 % ylittävä osuus punaisella.

Oikeanpuoleisen reunatuen painuman huomioivissa laskentamalleissa, kirjaintunnus c, ylittyi kaikissa betonin jännityksen raja-arvo keskituella (kuva 71). KRT:n kuormituksella C2 jännityksen raja-arvo ylittyi raudituksen osalta kolmessa laskentamallissa (kuva 72).



Kuva 71. Laskentamallin 6.11c mukaiset betonin jännityksen käyttöaste, 100 % ylittävä osuus punaisella.



Kuva 72. Laskentamallien 6.11c, 6.12c ja 6.22c mukaiset raudotteiden jännityksen käyttöasteet, 100 % ylittävä osuus punaisella.

## 6.4 Tulosten tarkastelu

### 6.4.1 Elementtiverkon konvergenssitarkastelu

Ohjelman tuottamista tuloksista ei löydy koko mallin käyttäytymistä kuvaavaa suuretta, joten globaalia konvergenssitarkastelua elementtiverkolle ei voida suorittaa. Koska teräsbetonirakenteen mitoituksessa jännityskeskittymät ovat suuren mielenkiinnon kohteena, suoritettiin verkon konvergenssitarkastelu niiden perusteella. Jännitysten ääriarvojen sijainti rakenteessa on nähtävissä liitteenä 2 olevista tuloksista.

Jännitysten konvergenssidiagrammien arvot eivät tyydyttävästi konvergoi ohjelman mahdollistamilla verkon tiheyden arvoilla. Elementtiverkon paikallinen tihentäminen ei ole ohjelmassa mahdollista, ja on todennäköistä, että elementtiverkon koko suhteessa pistemäisiin tukiin vaikuttaa jännitystuloksiin voimakkaasti, kuten voidaan havaita kuvasta 67. Vaikka konvergenssitarkastelun mukaisesti erityisesti betonin puristusjännityksen laskentatulokset (kuva 65) on valitulla elementtiverkolla epävarmalla puolella, tehtiin päätös laskennassa käytettävästä elementtiverkosta betoniteräksen jännityskäyttäytymisen perusteella, koska sen käyttöaste on korkeampi. Elementtiverkon

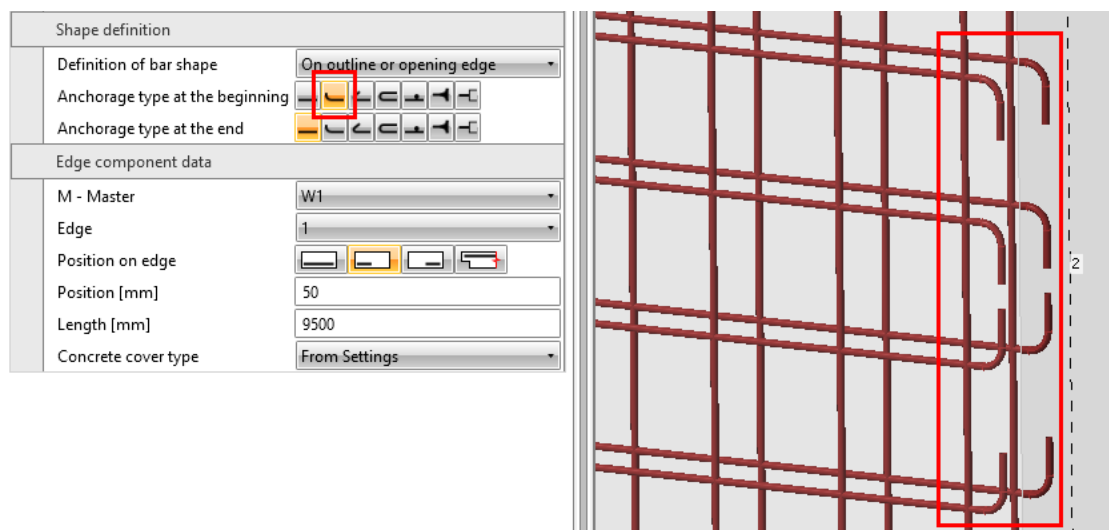
tiheys vaikuttaa merkittävästi myös alapinnan kenttäraudoituksen vetojännitykseen (kuva 66), vaikka se muista jännityksen ääriarvoista poiketen ei esiinny tukialueella.

Elementtiverkon tiheyden vaikutus tulosten tarkkuuteen on nähtävissä taulukossa 12, jossa laskentamallien 6-EC ja 6.11a sekä 6-RakMK ja 6.21a välillä ei ole muuta eroa, kuin elementtiverkon tiheys. Erityisesti käyttörajatilatarkasteluissa vaikutus on todella merkittävä.

#### **6.4.2 Raudoitteen ankkurointia parantavat vakio muodot**

Kun raudoitteen ankkurointityypiksi määritellään eurokoodin mukainen vakiotaiutus, vakiokoukku, vakiolenkki tai hitsattu poikittaistanko, on suunnittelijan tarkastettava kyseisen taivutusmuodon toteutuminen todellisessa rakenteessa suojabetonietäisyyksineen. Ohjelma ei varmista raudoitteiden taivutusten todellista tilantarvetta tai raudoitetankojen keskinäisten minimietäisyyksien toteutumista, vaan suunnittelijan tulee muutoin varmistaa, että hänen luomansa laskentamalli vastaa kaikilta osin eurokoodin ja esimerkiksi työmaatekniikan asettamia vaateita.

Samoin suunnittelijan on tiedostettava, että vaikka laskentaohjelma visuaalisesti näyttää raudoitteen taivutuksen rakenteen tason suunnassa, todellisuudessa laskentamallissa tähän kohti muodostetaan jousielementti mallintamaan ankkurointia, eli ohjelma ei ota huomioon raudoituksen taivutuksen todellista suuntaa eikä täten myöskään mitoita rakenteen todellista jännitystilaa. Laskentaohjelman ankkurointityypin vakiotaiivutuksen visualisointi on esitetty kuvassa 73. Suunnittelijan on syytä huomioida, että etenkin kenttäraudoitusten ankkuroituessa seinämäisen palkin tuelle, raudoitteen taivutuksen suunnalla on todellisuudessa erittäin suuri merkitys betonin puristuskestävyyteen, jonka vuoksi varsinaisessa työmaalle lähtevässä raudoitussuunnitelmassa ei saa olla tulkinnanvaraa raudoituksen toteutustavassa. Ohjelman visualisoinnin mukaisesti taivutetut tangot voivat aiheuttaa puristumurron tuen lähellä.

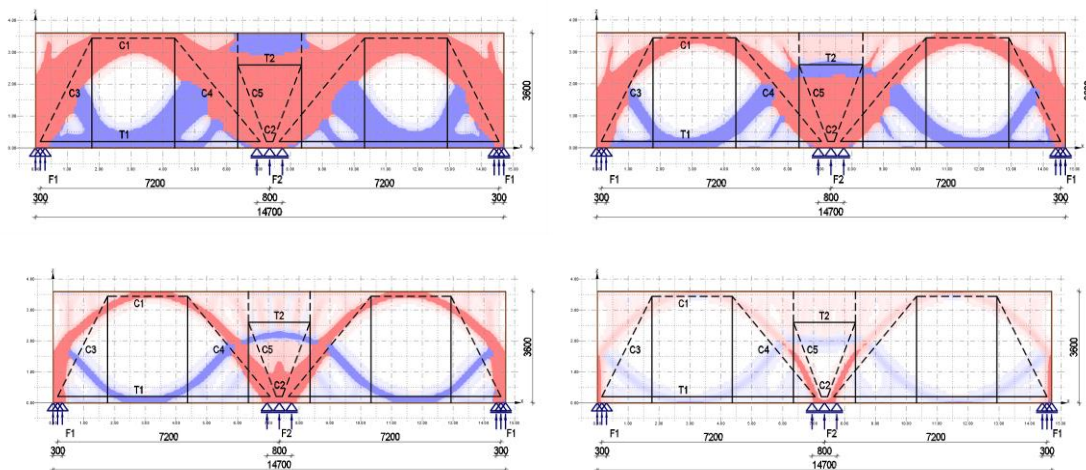


Kuva 73. Ankkurointityypin vakiotaiutus visualisointi laskentamallin raudoituksen 3D-näkymässä.

#### 6.4.3 Ristikkomallin ja topologiaoptimoinnin tulosten vertailu

Ohjelman tuottaman topologiaoptimoinnin tuloksia verrattiin verrokkilaskennassa käytettyyn ristikkomalliin, vertailu on esitetty kuvassa 74. Rakenteen jännitysjakauksissa voidaan havaita selkeä yhteys näiden kahden eri analyysitavan välillä. Suurimman eron jännitysjakauksen muodostumiseen optimointiasteen valinta aiheuttaa keskituen alueelle. Kuvista voidaan nähdä, että optimointituloksen vaakajännityksen (ristikkomallissa vetosauva T2) sijainti korkeussuunnassa ns. vaeltaa rakenteen yläreunasta hieman keskikohdan yläpuolelle, eli ylittää ristikkomallin vetosauvan.

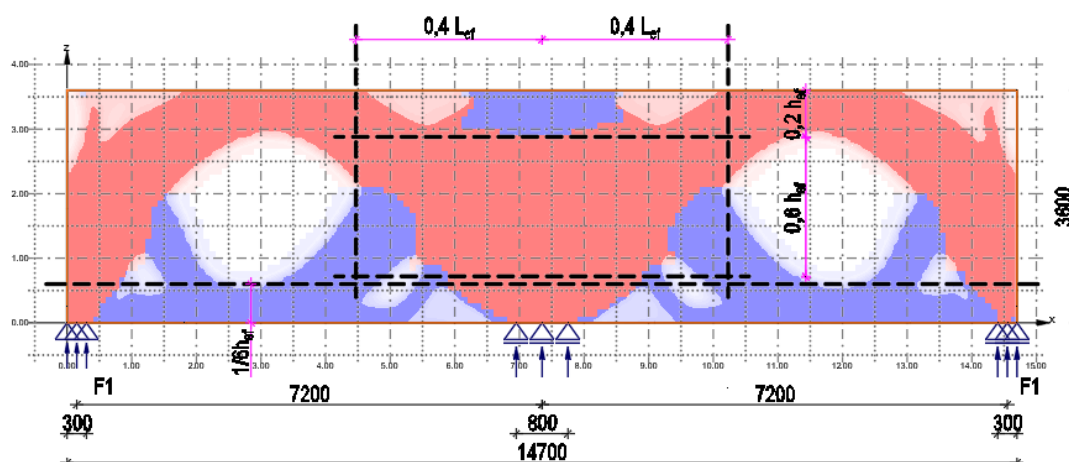
Kuten teräsbetonirakenteen käyttäytymisestä tiedetään, halkeilemattomassa tilassa rakenteen käytös vastaa lähes lineaarisen laskennan mukaista jännitysjakautumaa. Täten voidaan ajatella, että halkeilun alkaessa jännitysjakautuma on lähimpänä vähiten optimoitua jännitysjakautumaa. Halkeilun edetessä vetojännitykset siirtyvät betonilta raudoitukselle, jolloin mahdollisesti rakenteen taloudellisin tai muulla tavoin tarkoituksenmukaisin jännitysjakautuma voi vastata pidemmälle optimoitua rakennetta. Luonnollisesti raudoituksella tulee varmistaa rakenteen halutunlainen käyttäytyminen myös näiden jännitystilojen välillä.



Kuva 74. Verrokkilaskennan mukainen ristikkomalli esitetty mustilla viivoilla, vetosauvat ehjällä viivalla ja puristussauvat katkoviivalla. Topologiaoptimoinnin tulos, kun tehollisen tilavuuden tavoitearvo on 80 %, 60 %, 40 % ja 20 % kokonaistilavuudesta, vetojännitetyt alueet esitetty sinisellä ja puristusjännitetyt punaisella.

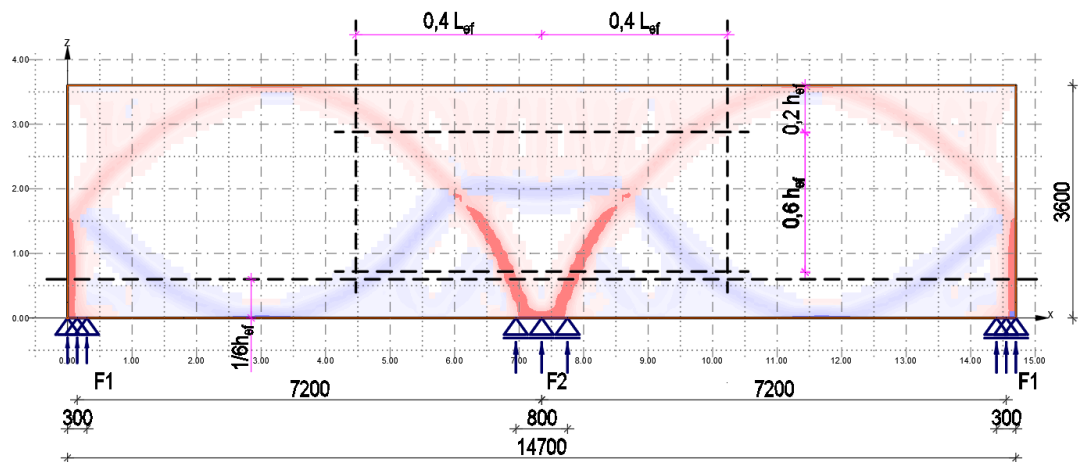
#### 6.4.4 CEB 1976 ohjeen ja topologiaoptimoinnin tulosten vertailu

Verrataan topologiaoptimoinnin tuloksia ja keskituen alueen raudoitusta myös by 202, osa 2 oppikirjassa (Saarinen ja Kähkönen 1992, s. 455) esitettyyn ohjeeseen, joka on esitelty työn luvussa 3.4. Kuviissa 75 ja 76 on verrattu ohjeen mukaisen keskituen raudoituksen sijaintiohjetta topologiaoptimoinnin tavoitearvoihin 80 % ja 20 %. Vertailukuvan perusteella voidaan todeta, että tavoitearvoltaan 80 % optimointikuvaajan jännitys jakauma on CEB:n mukaisen vetoraudoituksen sijaintiohjeistuksen kanssa hyvin toisiaan vastaava.



Kuva 75. CEB:n mukaisen tuki- ja kenttäraudoituksen jakaantumisvyöhykkeet ja topologiaoptimoinnin tulos, kun tehollisen tilavuuden tavoitearvo on 80 % kokonaistilavuudesta.

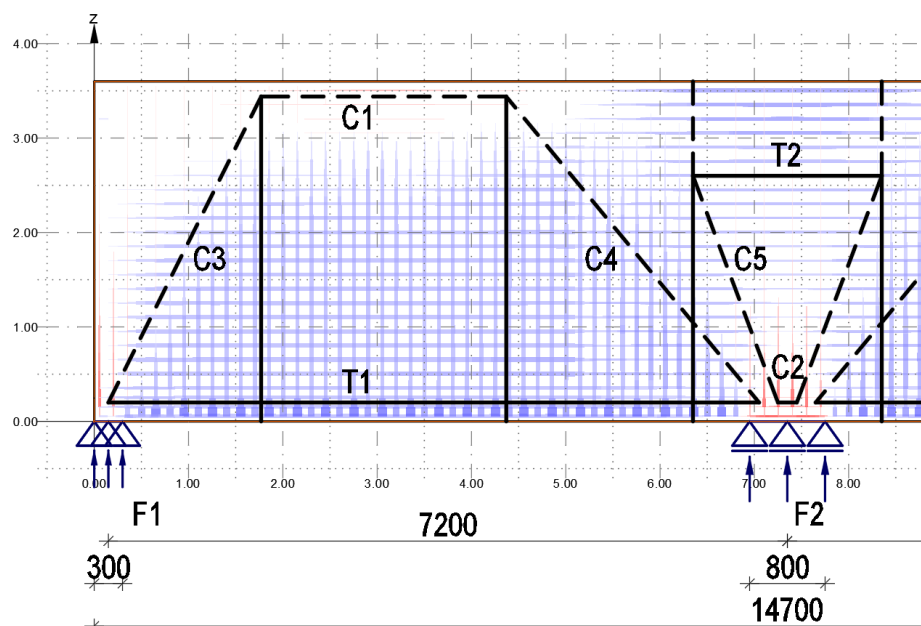




Kuva 76. CEB:n mukaisen tuki- ja kenttäraudoituksen jakaantumisvyöhykkeet ja topologiaoptimoinnin tulos, kun tehollisen tilavuuden tavoitearvo on 20 % kokonaistilavuudesta.

#### 6.4.5 Ristikkomallin ja CSFM-menetelmän tulosten vertailu jännitysten osalta

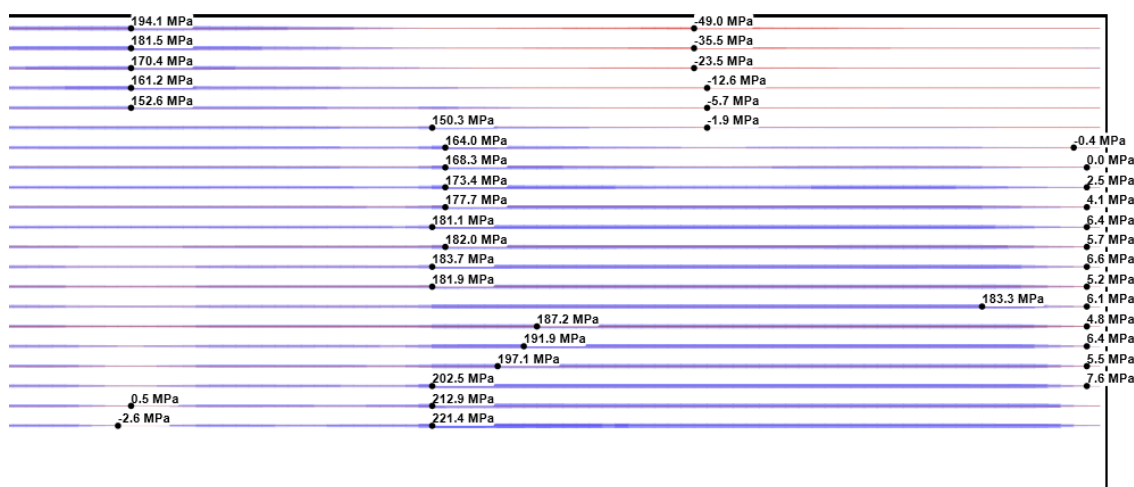
Julkaisussa FIB Bulletin 61 (FIB 2011, s. 48-51) on tarkasteltu seinämäisen palkin ”example 4” laskentatuloksia ristikkomenetelmän kannalta oleellisilta osin. Julkaisussa esitetty ristikkomalli sauva- ja tukitunnuksineen on esitetty kuvassa 77.



Kuva 77. Verrokkilaskennan mukainen ristikkomalli ja laskentamallin 6-RakMK mukainen betoniterästen jännitysjakauma MRT:ssä. Vetojännitys on esitetty sinisellä siten, että viivanleveys vastaa jännityksen suuruusluokkaa. Puristusjännitys on esitetty punaisella.

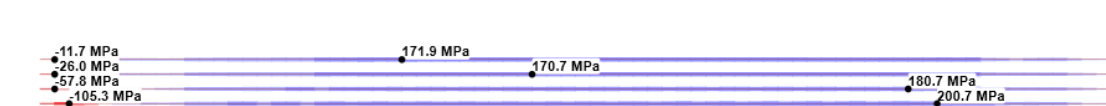


Julkaisun verrokkilaskennassa kenttäraudoitusta edustava vetosauva  $T_1=389$  kN, jolloin valittu raudoitus 8T12 vastaa jännitystä  $389 \text{ kN} / 904 \text{ mm}^2 = 430,3 \text{ MPa}$ . Verrataan ohjelmalla mitoitettujen laskentamallien 6-EC ja 6-RakMK vastaavan raudoitemäärän teräsjaännityksiä betoniteräksen myötölujuuteen, jotta saataisiin ristikkomenetelmään verrannollinen käyttöaste (KA). Tulosten vertailu on esitetty taulukossa 13. Vertailuun otettiin mukaan myös CSFM-menetelmien verkkoraudoituksen vaakatangot, koska niiden maksimijännitys esiintyi heti kenttäraudoituksen yläpuolella. Taulukossa on esitetty myös ripustusraudoituksen vertailuarvot. Käyttöasteissa on nähtävissä suuri eroavaisuus laskentamenetelmien välillä. CSFM-menetelmän mukainen uuman verkkoraudoituksen vaakatangojen jännitys jakauma on esitetty kuvassa 78, josta voidaan nähdä, että menetelmä jakaa vetojännitykset rakenteen korkeussuunnassa täysin ristikkomenetelmän teoriasta poiketen, joka osittain selittää käyttöasteiden merkittävät eroavaisuudet.



Kuva 78. Uuman verkkoraudoituksen vaakatangojen jännitysten ääriarvot laskentamallin 6-EC mukaisesti.

Kuvassa 79 on nähtävissä kenttäraudoitustankojen jännitys jakauma, josta voidaan todeta, että vetojännitys säilyy lähes muuttumattomana koko tukien välisellä matkalla. Tämä CSFM-menetelmän laskentatulokset näyttäisi toteuttavan teorian ns. vetotangon muodostumisesta seinämäisen palkin alareunaan rakenteen halkeamien avauduttua. Tämä havainto tuo varmuutta myös taivutusmurron suhteen, koska vetoraudoituksen kriittinen venymä tulee tarkasteltua.



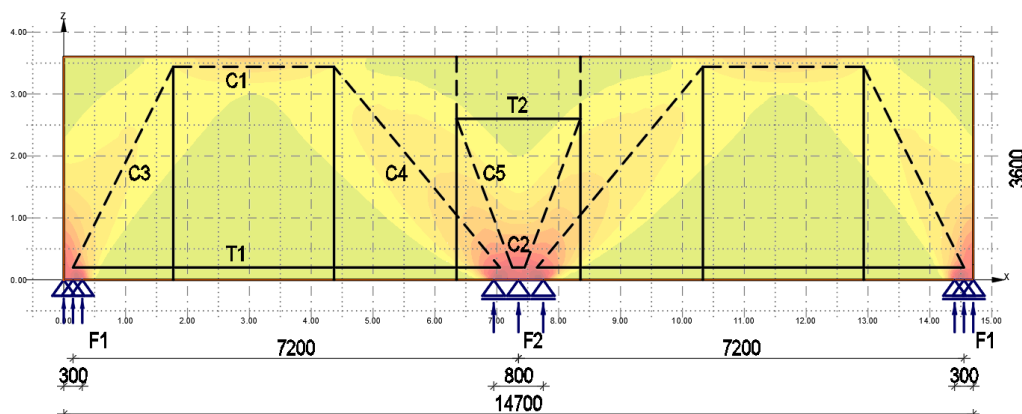
Kuva 79. Kenttäraudoituksen jännitys jakauma laskentamallissa 6-RakMK. Yksittäisten tankojen vetojännityksen maksimiarvo vaihtelee välillä 170,7 – 200,7 MPa säilyen lähes muuttumattomana tukien välisellä matkalla.

Vetotankoa  $T_2$  vastaavan raudoituksen eli keskituen tukiraudoitustarpeen todetaan verrokkilaskelmassa olevan minimiraudoitusverkkoja pienempi, jos raudoitus jaetaan metrin matkalle. Verrokkilaskelmassa kyseinen alue on päädytty raudoittamaan siten, että alueen haitallista halkeilua saataisiin tehokkaasti estettyä. Keskituen alueen raudoitusmäärä on määritetty vastaamaan rakenteen poikkileikkauksen betonin keskimääräistä vetolujuutta. Myös keskialueen raudoitusten käyttöasteiden vertailu on esitetty taulukossa 13. CSFM-laskentamallien jännitys on laskettu keskiarvona tukialueen yläreunan vaakaraudoitetankojen jännityksistä.

Taulukko 13. Tulosten vertailu, valitun raudoituksen jännitykset, MRT.

Laskentamallin tunnus	Mitoitettava vetosauva	Laskentatulokset	KA $S_{tot}/f_{yd}$
fib Bulletin 61	$T_1$	430,3 MPa	98,9 %
6-EC	Raud. (1)	192,9 MPa	44,4 %
6-EC	Raud. (4)	221,4 MPa	50,9 %
6-RakMK	Raud. (1)	200,7 MPa	46,2 %
6-RakMK	Raud. (4)	221,8 MPa	51,0 %
fib Bulletin 61	ripustusraudoitus	179,9 MPa	41,4 %
6-EC	Raud. (5)	419,0 MPa	96,4 %
6-RakMK	Raud. (5)	418,4 MPa	96,2 %
fib Bulletin 61	$T_2$	193,3 MPa	44,4 %
6-EC	Raud. (4)	172,0 MPa	39,5 %
6-RakMK	Raud. (4)	175,0 MPa	40,2 %

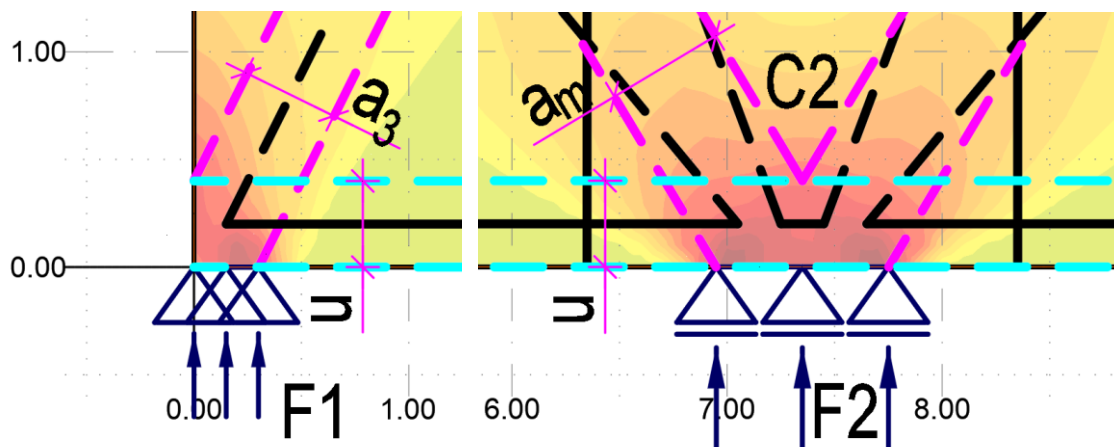
Kuvassa 80 on esitetty laskentamenetelmien kesken vertailu rakenteen puristusjännitys jakauman toteutumisesta. Jakaumaa voidaan pitää hyvin yhteneväisenä. Puristusjännitystä tukien läheisyydessä on tarkasteltu seuraavassa kappaleessa.



Kuva 80. Verrokkilaskennan mukainen ristikkomalli ja laskentamallin 6-RakMK mukainen betonin jännitys jakauma MRT:ssa.

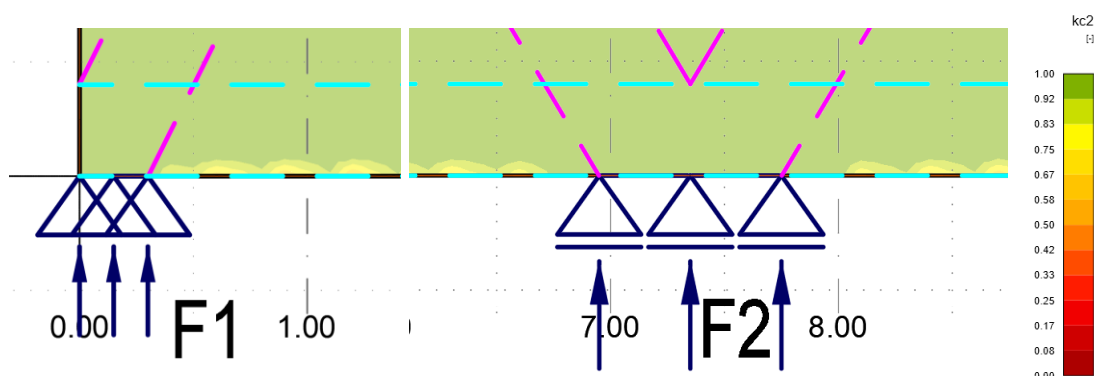
#### 6.4.6 Paikallinen puristusjännitys tuella

Kun verrataan ristikkomenetelmästä saatuja solmuissa vaikuttavia maksimijännityksiä CSFM-menetelmän laskentamallien tuloksiin, nähdään niiden olevan hyvin lähellä toisiaan. Laskentamallista tukipaineen arvoksi on valittu tuen matkalla esiintyvä ääriarvo, jonka ohjelma määrittelee mitoitusehdoksi. Samoin puristukaistan arvoksi on valittu solmun kyseisellä sivulla vaikuttavan jännityksen ääriarvo, jolloin tulos on varmalla puolella. Molemmilla mitoitusmenetelmillä tuen paikallinen jännityskeskittymä on sijainniltaan ja muodoltaan hyvin samankaltainen, mikä on nähtävissä kuvassa 81.



Kuva 81. Tukialueiden jännityskeskittymät ristikkomenetelmällä ja laskentamallin 6-RakMK mukaisesti.

Tukipaineen laskentatuloksia on verrattu taulukossa 14. Taulukossa 15 on omana osionaan nähtävissä eri suunnitteluohjeiden määrittämät mitoituslujuudet betonin puristusjännitykselle mainituilla solmualueilla. Mitoituslujuuksissa on merkittäviä eroja eri menetelmien välillä. Reunatuella, jossa solmuun ankkuroituu vetosauva ja liittyy puristussauvoja, eurokoodin ristikkomenetelmän mukainen mitoitus, verrokkilaskennassa käytetty FIP 1999 suositukset ja CEB 1976 mukainen ohjeistus huomioivat merkittävässä määrin halkeilusta aiheutuvien muutosten ja moniakselisen jännitystilan vaikutuksen puristusvyöhykkeen lujuuteen. Myös keskituella eurokoodin ristikkomenetelmän mukainen solmujen mitoitusarvo sekä FIP 1999 mukainen mitoitusarvo ovat halkeilun huomioivia puristusjännityksen mitoitusarvoja. CSFM-menetelmän käyttämä poikittaissuuntaisen vetojännityksen vaikutuksen puristuslujuuteen huomioiva kerroin  $k_{c2}$  saa molemmissa laskentamalleissa tukien alueella arvon 1, kuten kuvasta 82 nähdään, eli ohjelman mukainen betonin mitoituslujuus on redusoimaton puristusjännityksen mitoitusarvo.



Kuva 82. Betonin mitoituslujuuteen vaikuttavan kertoimen  $k_{c2}$  arvot tukialueilla laskentamallissa 6-RakMK.

Taulukko 14. Tulosten vertailu, tukipaineen aiheuttama paikallinen puristusjännitys, MRT.

Laskentamallin tunnus	Reunatuki, solmu CCT, tukipaine $s_{c1}$	Reunatuki, solmu CCT, puristukaista $s_{c3}$	Keskituki, solmu 2 CCT:tä, tukipaine $s_2$	Keskituki, solmu 2 CCT:tä, p.kaista $s_{cm}$
fib Bulletin 61	13,0 MPa	9,7 MPa	11,9 MPa	10,0 MPa
6-EC	12,5 MPa	10,3 MPa	13,7 MPa	11,4 MPa

Laskentamallin tunnus	Reunatuki, solmu CCT, tukipaine $s_{c1}$	Reunatuki, solmu CCT, puristuskaista $s_{c3}$	Keskituki, solmu 2 CCT:tä, tukipaine $s_2$	Keskituki, solmu 2 CCT:tä, p.kaista $s_{cm}$
6-RakMK	12,5 MPa	10,2 MPa	13,7 MPa	11,4 MPa

Taulukko 15. Eri suunnitteluohjeiden mukaiset mitoituslujuudet tukialueilla.

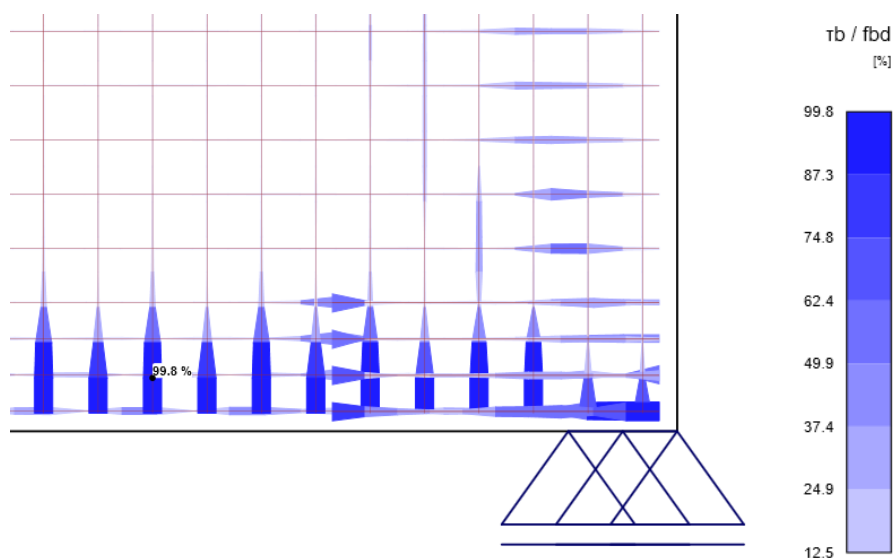
Mitoitusmenetelmä	Reunatuki, solmu CCT, mitoituslujuus	Keskituki, solmu 2 CCT:tä, mitoituslujuus
Eurokoodi, ristikkomen.	15,0 MPa	17,6 MPa
EC+RakMK, ristikkomen.	12,7 MPa	15,0 MPa
CSFM, EC	20 MPa	20 MPa
CSFM, EC+RakMK	17 MPa	17 MPa
FIP 1999	13,6 MPa	14,5 MPa
CEB 1976	13,6 MPa	20,4 MPa

#### 6.4.7 Kenttäterästen ankkurointipituus

Verrokkilaskennan ristikkomenetelmän avulla määritettyjä ankkurointipituuslaskelmia verrattiin CSFM-menetelmällä saatuihin tuloksiin taulukossa 16. Kenttäterästen ankkuroitumista tuelle on parannettu käyttämällä tuella vaakasuuntaisia vastahakoja. Ohjelman tuloksista ei näy suoraan ankkurointikestävyyttä kuvaavaa arvoa, jonka vuoksi tuloksia verrattiin ohjelman käyttämän mitoitusohjeen, tartuntajännityksen, käyttöasteen avulla. Laskentamalleissa kenttäraudoituksen ankkuroitumisen käyttöasteissa oli melko suurta hajontaa, jonka vuoksi tulosten vertailussa on melko suuri toleranssi. Alin raudoite ankkuroituu tuelle käyttöasteen 99,8 % mukaisesti, siinä missä kolme ylemmää tankoparia edustaa ankkuroitumisen käyttöasteen alarajaa. Ohjelma ei määritä yksittäiselle tangolle kuin koko kyseisen tangon matkalla esiintyvät ääriarvot, jonka vuoksi tukialueen käyttöasteen keskiarvon laskeminen ei onnistunut. Laskentamallin reunatuen ankkuroitumisen käyttöaste eri raudoitteiden osalta on nähtävissä kuvassa 83.

Taulukko 16. Tulosten vertailu, ankkuroituminen reunatuella, MRT.

Laskentamallin tunnus	Ankkurointi-kestävyys $F_{bd}$ , suorat tangot	Ankkurointi-kestävyys $F_{bd}$ , vastahaat	Ankkurointi-kestävyys $F_{bd}$	KA $F_{bd}/T_1$
fib Bulletin 61	299 kN	284 kN	583 kN	66,7 %
	tartuntajännitys $\tau_b$	tartuntajännitys $\tau_b$		KA $\tau_b/f_{bd}$
6-EC	1,8-3,0 MPa	3,0 MPa		60,3-99,8 %
6-RakMK	1,8-2,6 MPa	2,6 MPa		69,3-99,8 %



Kuva 83. Ankkuroinnin aiheuttaman tartuntajännityksen käyttöaste tartuntalujuuteen verrattaessa reunatuella laskentamallissa 6-EC.

#### 6.4.8 Tukien epätasainen painuma

Eri suunnitteluohjeiden mukaisesti raudoitettujen seinämäisten palkkien tukien painumisen huomioivat laskentamallit osoittivat, ettei rakenteiden käyttäytyminen tukien painuessa epätasaisesti täyttänyt enää mitoitusvaateita. Rakenteiden kapasiteetti ei ollut riittävä käyttörajan kuormituksille, mutta myös murtorajan käyttöasteet ovat huomattavan korkeat. Laskenta suoritettiin suhteellisen harvalla elementtiverkolla, jolloin tulosten voidaan olettaa olevan vielä epävarmalla puolella ja todellista rakennetta mitoitettaessa laskentaa tulisi edelleen tarkentaa.

Käyttörajan osalta on huomioitava, että CSFM-menetelmän teoriataustan perusteella tuloksia ei voida pitää luotettavina, jos suunnittelustandardien vaateet eivät kaikilta osin täyty. Todellisia rakenteita mitoittaessa raudoitusta tulisi muokata, kunnes mitoitusvaateet täyttyvät ja tuloksia voidaan pitää teoriataustan mukaisesti käyttökelpoisina.

Suunnittelustandardien vaateita vähäisemmät laskentatulokset kuitenkin taulukoitiin, jos laskenta ei keskeytynyt. Tällä tavoin saatiin selville, mikä osa rakenteesta suunnitteluohjeen mukaisella raudoituksella CSFM-menetelmällä analysoituna ei täytä vaateita ja tuloksia voitiin vertailla tältä osin. Tulosten käyttöasteiden prosenttiosuuksien ylittäessä 100 % niiden lukuarvoja ei tarkasteltu, johtuen niiden epäluotettavuudesta edellisen kappaleen tiedon mukaisesti, vaan tulostaulukon tietoja täydennettiin näiltä osin ääriarvojen sijaintitiedoilla.

Kaikissa a-sarjan laskentamalleissa suunnittelustandardien vaateet täyttyivät. Sen sijaan tukien jousivakioiden muokkaus tuottaen 1/350 kulmakiertymän aiheutti sen, että yhdessäkään laskentamallissa eivät täytyneet kaikki KRT:n mukaiset kriteerit. Osassa Suomen kansallisen liitteen mukaisilla arvoilla laskettuja malleja laskenta keskeytyi, eli rakenteita ei voitu täydellä kuormituksella analysoida edes MRT:ssa.

Topologiaoptimoinnin perusteella raudoitetut laskentamallit eivät ole suoraan vertailukelpoisia muiden suunnitteluohjeiden mukaisten laskentamallien kanssa, koska muista laskentamalleista poiketen niiden raudoitusta on lisätty iteratiivisesti luvuissa 6.2.3 ja 6.2.4 kuvatulla tavalla. Ne haluttiin kuitenkin sisällyttää opinnäytteeseen, jotta ohjelman käyttökelpoisuutta suunnittelijan apuvälineenä voitiin testata.

Topologiaoptimoinnin mukaisesti raudoitetut laskentamallit osoittivat, että jatkuvan seinämäisen palkin suunnittelussa tukien epätasainen painuma on ehdottomasti otettava huomioon tuottamalla valittua painuman varmuustasoa vastaavat laskentamallit. Jos seinämäinen palkki olisi mitoitettu ohjelmalla vain optimaalisen tuennan laskentamallilla, olisi seinän muodonmuutoskyky ja varmuus murtumista vastaan ollut täysin riittämätön. Laskentamalleista b ja c nähtiin, että vetojännityskaistat muodostuivat juuri niihin kohtiin, jotka esimerkiksi CEB 1976 täysmittakaavakokeisiin perustuen mainitsee. Itse tulkitsen aiheen niin, että suunnittelijan tulee sisäistää aiemmissa suunnitteluohjeissa esiin nostetut ydinkohdat ja tuoda ne osaksi laskelmiaan, valitusta analyysimenetelmästä huolimatta.

On myös otettava huomioon, että mitoitus suoritettiin vain lähdekirjallisuudessa mainitun kuormituksen mukaisesti. Todellisessa, eurokoodin mukaisessa, mitoituksessa rakenteelle määriteltäisiin myös ns. shakkilauta-kuormitus, jolloin jatkuvan rakenteen toispuoleinen kuormitus tulisi huomioitua raudoituksessa tasaisen kuormituksen lisäksi. Tämä lisäisi rakenteen muodonmuutoskykyä. Tukien epätasainen painuma on seinän kaltaiselle jäykälle rakenteelle kuitenkin niin merkittävä mitoitus tapaus, ettei sen vaikutuksia rakenteelle voida olettaa varmistetuksi esimerkiksi shakkilauta-kuormituksen avulla.

Tämä tulosten vertailu osoitti, että tukien epätasaiseen painumaan varautuminen vaatii suunnittelijalta osaamista ja harkintaa. Valittu kulmakiertymän arvo  $1/350$  tuottaa melko suuren muodonmuutoksen, mutta on kuitenkin Suomen kansallisen liitteen viitearvojen mukainen. Vertailussa FIB:n ohjeiden mukaisen ristikkomallin ja CEB 1976 ohjeiden mukaisesti tuotettujen raudoitusten välillä eroja syntyy mitoituskriteerien ylittymisten sijainneissa, jolloin voidaan arvioida ohjelman tarjoavan aiempaa suunnitteluohjeistusta syventävää tapauskohtaista tietoa.



## 7 JOHTOPÄÄTÖKSET JA SUOSITUKSET

CSFM-menetelmään perustuvan mitoituksen todettiin soveltuvan teräsbetonisen seinämäisen palkin analysointiin tietyin varauksin. Menetelmään perustuva ohjelma todettiin helppokäyttöiseksi ja eurokoodimitoitus Suomen kansallisten valintojen mukaisesti voitiin sen avulla suorittaa. Aivan kuten FEM-laskennassa yleensäkin, suunnittelijan tulee kiinnittää huomiota verkon tiheyteen laskentatuloksen tarkkuuden varmistamiseksi.

Idea Statica Concrete -ohjelman sisältämät raudoituksen aputyökalut todettiin lineaarisen laskennan sekä topologiaoptimoinnin osalta toimivaksi. Kun raudoitettavana on seinämäinen palkki, jonka geometria tai suuret reiät muokkaavat jännitysjakumaa merkittävästi suunnitteluohjeista löytyviin ohjeistuksiin verrattuna, voidaan raudoituksen sijoittelu ja määrä suunnitella aputyökalujen avulla tehokkaasti toimivaksi verrattain lyhyessä ajassa. Työtä tehdessä seinämäisten palkkirakenteiden raudoitusta iteroitiin edellisen laskentakierroksen tulosten perusteella, jolloin oli nähtävissä, että ohjelma kohtuullisen harvalla elementtiverkollakin pystyy analysoimaan jännitysjakuman rakenteen sisäiset jäykkyyserot huomioiden. Tämä määriteltiin raudoitukseen perustuva laskenta luo mielikuvan, että laskentamenetelmä pystyy jossain määrin huomioimaan teräsbetonirakenteen todellisen käyttäytymisen.

Yksi CSFM-menetelmän automatisoiduista menetelmistä on betonin puristuslujuuden määrittäminen. Työssä suoritettujen laskelmien perusteella näyttäisi kuitenkin siltä, että kun rakenne raudoitetaan käyttörajatilan vaateita vastaavaksi, saavuttaa puristuslujuuden redusointikerroin lähes kauttaaltaan arvon yksi. Kyseessä ei kuitenkaan ole ns. suljetun betonin jännitysmalli, jossa laajeneminen on tehokkaasti estetty. Koska ohjelma käyttää laskennassa useita yksinkertaistuksia, varmuus betonin puristumurtuman suhteen rakenteen joissain osissa jää mietittävään. CSFM-menetelmä analysoi rakennetta vain 2D-jännitystilassa, jolloin todellisen rakenteen kolmas jännityskomponentti jää huomioimatta. Esimerkiksi tuella on tyypillisesti suuri paikallinen puristusjännityskeskittymä, joka aiheuttaa rakenteen laajenemista eli dilaatiota, sekä raudoituksen ankkuroitumisesta aiheutuvia vetojännityksiä. Näistä aiheutuvaa seinää vastaan kohtisuoraa vetojännitystä ohjelma ei huomioi lainkaan. Kun verrataan ohjelmalla tuotettujen tulosten puristuslujuuden arvoja muiden suunnitteluohjeiden sallimiin mitoitusarvoihin alueilla, joihin ankkuroituu vetoraudoitus tai joissa

raudoituksen suunta muuttuu, on ero todella merkittävä. Työn tekijän suositus on varmistaa betonin puristuskestävyys näiden rakenteen osien suhteen suorittamalla erillinen analyysi pienentämällä betonin puristuslujuutta käyttäjän määrittelemällä kertomella (esimerkiksi fib Model Code 2010:n suositamaan 65 %:iin maksimilujuudesta). Tämän erillisen laskentamallin osalta tarkastellaan tuloksia betonin puristuslujuuden suhteen alueilla, joilla esiintyvä moniakselinen jännitystila aiheuttaa betoniin halkeilua.

Betonin puristuslujuuden automaattisen määrittelyn toiminnallisuus jäi työn perusteella ohjelmassa epävarmalle puolelle. Erityisesti tähän ohjelman osuuteen toivoisi lähivuosien kehitystyön tuovan luotettavuutta, jolloin materiaaalimalli vastaisi mahdollisimman hyvin rakenteen todellista kapasiteettia. Toisaalta rakenteen käyttörajatilamitoituksen laskennasta saadaan lisävarmuutta rakenteessa esiintyvien jännitysten ja muodonmuutosten suhteen.

Suunnittelijan on huomioitava CSFM-menetelmän olevan soveltuva seinämäisille palkeille, joihin ei kohdistu merkittäviä seinää vastaan kohtisuoria rasituksia. Jos rakenteeseen kohdistuu suuria seinään nähden kohtisuoria voimia, kuten tuulen- tai maanpaine, ei oletamus tasojännitystilasta enää päde. CSFM-menetelmää ei voida soveltaa myöskään, jos seinä on merkittävän epäkeskeisesti kuormitettu.

Tukien epätasaiseen painumaan varautuminen voitiin työn perusteella varmistaa ohjelman avulla varsin kohtuullisella työmäärällä. Tuennan jousivakioiden muokkaaminen epätasaista painumaa kuvastavassa laskentamallissa toi konkreettisesti esiin seinämäisen palkin lisäraudoitustarpeen teoreettisen jäykästi tuettuun laskentamalliin verrattuna. Tämä mitoitusmahdollisuus tuo kaivattua lisävarmuutta erityisesti suuria aukkovarauksia sisältävien seinämäisten palkkien mitoitukseen.

CSFM-menetelmän mukainen ankkurointimitoitus on yksinkertaistettu siten, että laskentamallissa suurin tartuntajännitys muodostuu raudoitteen päätepisteeseen. Vakioitujen taivutusmuotojen tapauksessa tartuntajännityksen keskittymä muodostunee todellisessakin rakenteessa taivutuksen kohdalle, mutta suorien tankojen ankkuroituessa betoniin ei tartuntajännitystä raudoitteen päätepisteessä enää ilmene, vaan tartunta materiaalien välille muodostuu ankkurointipituuden matkalle. Suuruudeltaan ankkurointivoimat vaikuttaisivat olevan varsin oikean suuntaisia, mutta suunnittelijan on syytä huomioida ankkuroitumisesta aiheutuvan halkeilun sijainnin virheellisyys

menetelmässä. Suunnittelijan on huolehdittava raudoitus suunnittelussa, etteivät ankkurointivoimat aiheuta haitallista lisähalkeilua rakenteen kriittisiin osiin.

CSFM-menetelmä tai sitä hyödyntävä ohjelma Idea Statica Concrete ei huomioi suunnittelustandardien minimiraudoitusvaateita tai muutakaan raudoituksen sijoitteluun liittyvää ohjeistusta (suojabetonietäisyys, raudoitteiden keskinäiset etäisyydet jne.). Suunnittelijan on huolehdittava, että laskentamalliin määritelty raudoitus voidaan rakenteeseen asentaa, ja että voimassa olevien suunnittelustandardien vaatimukset täyttyvät kaikilta osin. Jos raudoitteeseen määritellään vakioitu taivutusmuoto ankkuroitumista parantamaan, tulee suunnittelijan varmistaa taivutuksen tilantarve. Seinämäisten palkkien yhteydessä suunnittelijan on myös erittäin tärkeää ymmärtää taivutuksen suunnan vaikutus moniakselisen jännitystilän kehitykselle.

## 8 YHTEENVETO

Työn tavoitteena oli testata markkinoille tulleen ohjelman käytettävyyttä rakennesuunnittelua helpottavana työkaluna. Suunnitteluprosessin aikataulu on usein hyvin rajallinen ja lähtötiedot muuttuvat projektin edetessä. Seinämäiset palkit ovat paljon käytettyjä rakenteita, joiden mitoitus sopivan varmuustason takaamiseksi on osoittautunut ajoittain hyvin työlääksi. Myös rakenteiden kantavuuden varmistaminen myöhemmin tulleiden muuntotarpeiden suhteen on saattanut aiheuttaa merkittävän määrän uudelleen suunnittelua.

CSFM-menetelmä ja Idea Statica Concrete -ohjelma on toivottu lisä kokeneen rakennesuunnittelijan ohjelmistovalikoimaan. Ohjelmalla on tietyt rajoituksensa, mutta suunnittelijan tunnistamansa rakenteen erityispiirteet, sen avulla voidaan tuottaa taloudellisia ja halutun varmuuden omaavia suunnitelmia.

FEM-laskentamenetelmien kehittyminen betonin puristuslujuuden määrittämisen suhteen on ollut suuren mielenkiinnon kohteena viimeiset vuosikymmenet ja kehitys jatkuu edelleen. Samoin raudoituksen ja betonin yhteistoiminnan analysointi laskentamenetelmillä, joiden reunaehtojen tai materiaalimallien määrittelemiseksi ei tarvitse omata merkittävää erityisosaamista, on osoittautunut useiden kehityshankkeiden tavoitteeksi. Nyt työssä havaitut epävarmuudet voidaan todennäköisesti seuraavien FEM-laskennan kehitysaskeleiden myötä todeta riittävän varmuuden takaaviksi laskelmiksi.

Rakentamisen ympäristövaikutukset ja kestävä kehityksen tavoitteet ovat muuttuvan lainsäädännön keskeisiä tavoitteita. Kehittyneet suunnittelutyökalut osaavien suunnittelijoiden käytössä vähentävät materiaalikulutusta varmuustasosta tinkimättä.

## LÄHDELUETTELO

ACI 318-14, 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, 520 s.

FIB, 2011. FIB Bulletin 61 – Design Examples for Strut-and-tie models. Lausanne: The International Federation for Structural Concrete (FIB), 219 s. ISBN 978-2-88394-101-4.

FISE Oy, 2021. Tietoa FISEstä, FISEn esittely [verkkodokumentti]. Helsinki: FISE Oy. Saatavissa: <https://fise.fi/tietoa-fisesta/> [viitattu 7.4.2021].

IDEA StatiCa, 2020a. How to define supports of the RC structure's CSFM model? [verkkoseminaari]. Tšekin tasavalta: IDEA StatiCa s.r.o. Saatavissa: <https://www.ideastatica.com/webinars/how-to-define-supports-of-the-rc-structure-s-csfm-model> [viitattu 8.9.2021].

IDEA StatiCa, 2020b. IDEA StatiCa Detail 20 – Theoretical Background [verkkodokumentti]. Tšekin tasavalta: IDEA StatiCa s.r.o. Saatavissa: <https://www.ideastatica.com/support-center/theoretical-background-for-idea-statica-detail> [viitattu 5.5.2021]. 35 s.

IDEA StatiCa, 2021. IDEA StatiCa 21.0 – Release notes [verkkodokumentti]. Tšekin tasavalta: IDEA StatiCa s.r.o. Saatavissa: <https://assets-us-01.kc-usercontent.com/1ca05609-4ad1-009e-bc40-2e1230b16a75/313e6ea1-3fe7-4a0d-a918-4e5a4d415fec/Release%20notes%20IDEA%20StatiCa%2021.pdf> [viitattu 20.9.2021]. 34 s.

Kaufmann, W., Mata-Falcón J., Weber M., Galkovski T., Thong Tran D., Kabelac J., Konecny M., Navratil J., Cihal M. & Komarkova P., 2020. Compatible Stress Field Design of Structural Concrete – Principles and Validation. Saksa & Tšekin tasavalta: ETH Zurich, Institute of Structural Engineering & IDEA StatiCa s.r.o., 158 s. ISBN 978-3-906916-95-8.

Laki maankäyttö- ja rakennuslain muuttamisesta 41/2014. Annettu Helsingissä 17.1.2014. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140041> [viitattu 6.12.2021].

Leskelä M., 2008. By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Jyväskylä: Suomen Betoniyhdistys ry, 711 s. ISBN 978-952-5075-96-0

Liikennevirasto, 2017. Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI2 [verkkodokumentti]. Helsinki: Liikennevirasto. Saatavissa: [https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo\\_2017-31\\_ncci2\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf) [viitattu 12.8.2021]. 123 s.

Lumijärvi J., 2018. Elementtimenetelmät I, Ratkaisun tarkkuus. Luentomateriaali, Oulun yliopisto, Oulu.

Mäkelä S., 2019. Diplomityö: Parametrisen mallinnuksen ja topologiaoptimoinnin hyödyntäminen seinämäisen teräsbetonirakenteen mitoituksessa. Oulu: Oulun yliopisto, 91 + 3 s.

Nykyri P., 2013. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 1. Vantaa: Suomen Betoniyhdistys ry, 251 s. ISBN 978-952-67169-9-2

Nykyri P., 2014. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 2. Tampere: Suomen Betoniyhdistys ry, 215 s. ISBN 978-952-68068-2-2

Rakentamisen yhteiset Topten-käytännöt, 2021. Rakentamisen yhteiset Topten-käytännöt [verkkodokumentti]. Saatavissa: <http://www.pksrava.fi/asp2/default.aspx> [viitattu 12.4.2021].

Rombach G.A., 2011. Finite-element Design of Concrete Structures – Practical problems and their solutions – Second edition. 2. painos. Lontoo: ICE Publishing, 350 s. ISBN 978-0-7277-4189-9

Saari E. & Kähkönen L., 1992. By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja: Osa 2. 2. painos. Jyväskylä: Suomen Betoniyhdistys ry, 243-468 s. ISBN 951-9365-08-7

Salmi T., 2006. Teknillisen mekaniikan perusteet – Statiikka, lujuusoppi ja dynamiikka. 3. painos. Tampere: Pressus Oy, 464 s. ISBN 952-9835-80-9

SFS 2019/11, 2019. Eurokoodit: Eurooppalaiset kantavien rakenteiden suunnittelustandardit [verkkodokumentti]. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS, oppaan laatija Rakennustuoteteollisuus ry. Saatavissa: <https://sfs.fi/wp-content/uploads/2020/10/Eurokoodit-Eurooppalaiset-kantavien-rakenteiden-suunnittelustandardit.pdf> [viitattu 13.4.2021]. 28 s.

SFS-EN 1992-1-1+A1+AC, 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2. painos. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS: 194 + 24 s.

Topten-rakennusvalvonnat, 2018. Ohje RAK01 A, Kantavien rakenteiden laatusuunnitelma ja laadunvarmistusmenettelyt [verkkodokumentti]. Saatavissa: <https://www.toptenrava.fi/doc/ohjeet/OHJE-RAK01A.pdf> [viitattu 12.4.2021]. 3 s.

Valtioneuvoston asetus rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokkien määräytymisestä 214/2015. Annettu Helsingissä 12.3.2015. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2015/20150214> [viitattu 6.12.2021].

Wielert T., 2019. Diplomityö: Teräsbetonirakenteiden suunnittelu topologiaoptimoidulla ristikkomallilla. Espoo: Aalto-yliopisto, 50 + 5 s.

Ympäristöministeriö, 2015a. Ympäristöministeriön ohje rakennusten suunnittelijoiden kelpoisuudesta [verkkodokumentti]. Saatavissa: [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/YM-ohje-rakennusten-suunnittelijoiden-kelpoisuudesta\\_paiv01042015-5E62D05B\\_5376\\_4191\\_A7B8\\_3EFCF33F5918-109133.pdf/a1366bc9-664a-dd96-bb74-2e62e2e89378/YM-ohje-rakennusten-suunnittelijoiden-kelpoisuudesta\\_paiv01042015-5E62D05B\\_5376\\_4191\\_A7B8\\_3EFCF33F5918-109133.pdf?t=1600745630861](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/YM-ohje-rakennusten-suunnittelijoiden-kelpoisuudesta_paiv01042015-5E62D05B_5376_4191_A7B8_3EFCF33F5918-109133.pdf/a1366bc9-664a-dd96-bb74-2e62e2e89378/YM-ohje-rakennusten-suunnittelijoiden-kelpoisuudesta_paiv01042015-5E62D05B_5376_4191_A7B8_3EFCF33F5918-109133.pdf?t=1600745630861) [viitattu 7.4.2021]. 11 s.

Ympäristöministeriö, 2015b. Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista [verkkodokumentti]. Saatavissa: [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Ymparistoministerion-ohje-rakentamisen-suunnittelutehtavien-vaativuusluokista-A7E116C5\\_7DAE\\_430D\\_8924\\_A6155D78B461-109187.pdf/5f086d96-51a5-a0e3-8e35-486e62251c60/Ymparistoministerion-ohje-rakentamisen-suunnittelutehtavien-](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Ymparistoministerion-ohje-rakentamisen-suunnittelutehtavien-vaativuusluokista-A7E116C5_7DAE_430D_8924_A6155D78B461-109187.pdf/5f086d96-51a5-a0e3-8e35-486e62251c60/Ymparistoministerion-ohje-rakentamisen-suunnittelutehtavien-)

vaativuusluokista-A7E116C5\_7DAE\_430D\_8924\_A6155D78B461-109187.pdf?t=1600745630090 [viitattu 6.4.2021]. 22 s.

Ympäristöministeriö, 2015c. Perustelumuistio valtioneuvoston asetuksesta rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokkien määräytymisestä [verkkodokumentti]. Saatavissa: [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Perustelumuistio-valtioneuvoston-asetuksesta-rakentamisen-suunnittelutehtavien-vaativuusluokkien-maaraytymisesta-39150959\\_51F1\\_4973\\_942C\\_913F475D86D2-109141.pdf/0dbcb0ff-ce19-2f94-5c39-d7533d290bdd/Perustelumuistio-valtioneuvoston-asetuksesta-rakentamisen-suunnittelutehtavien-vaativuusluokkien-maaraytymisesta-39150959\\_51F1\\_4973\\_942C\\_913F475D86D2-109141.pdf?t=1600745631540](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Perustelumuistio-valtioneuvoston-asetuksesta-rakentamisen-suunnittelutehtavien-vaativuusluokkien-maaraytymisesta-39150959_51F1_4973_942C_913F475D86D2-109141.pdf/0dbcb0ff-ce19-2f94-5c39-d7533d290bdd/Perustelumuistio-valtioneuvoston-asetuksesta-rakentamisen-suunnittelutehtavien-vaativuusluokkien-maaraytymisesta-39150959_51F1_4973_942C_913F475D86D2-109141.pdf?t=1600745631540) [viitattu 30.3.2021]. 20 s.

Ympäristöministeriö, 2016. Suomen rakentamismääräyskokoelma – rakenteiden lujuus ja vakaus – kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet [verkkodokumentti]. Saatavissa: [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F\\_E7C4\\_4653\\_BF44\\_1AB47FB50CB0-137127.pdf/00fb719c-365d-d570-618e-cad1004fbc5b/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F\\_E7C4\\_4653\\_BF44\\_1AB47FB50CB0-137127.pdf?t=1603260660111](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf/00fb719c-365d-d570-618e-cad1004fbc5b/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf?t=1603260660111) [viitattu 22.4.2021]. 24 s.

Ympäristöministeriö, 2018. Suomen rakentamismääräyskokoelma – rakenteiden lujuus ja vakaus – pohjarakenteiden suunnittelu [verkkodokumentti]. Saatavissa: [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Pohjarakenteet-lopullinen-2018-687245F6\\_C824\\_413F\\_BB52\\_7A9DF0EDC210-137126.pdf/35f1f8ed-daa9-70d9-d863-e49967a9fa97/Pohjarakenteet-lopullinen-2018-687245F6\\_C824\\_413F\\_BB52\\_7A9DF0EDC210-137126.pdf?t=1603260646848](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Pohjarakenteet-lopullinen-2018-687245F6_C824_413F_BB52_7A9DF0EDC210-137126.pdf/35f1f8ed-daa9-70d9-d863-e49967a9fa97/Pohjarakenteet-lopullinen-2018-687245F6_C824_413F_BB52_7A9DF0EDC210-137126.pdf?t=1603260646848) [viitattu 25.8.2021]. 45 s.

Ympäristöministeriö, 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma – rakenteiden lujuus ja vakaus – betonirakenteet [verkkodokumentti]. Saatavissa: [https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Betonirakenteet\\_16122019-281486B7\\_FA18\\_4532\\_82C4\\_767392EE368F-153760.pdf/f18c7388-5543-aa9b-8c6e-1e0bd5be57e7/Betonirakenteet\\_16122019-281486B7\\_FA18\\_4532\\_82C4\\_767392EE368F-153760.pdf?t=1603260655971](https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf/f18c7388-5543-aa9b-8c6e-1e0bd5be57e7/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf?t=1603260655971) [viitattu 9.3.2021]. 37 s.



Ympäristöministeriö, 2021a. Vastuualueet, Maankäyttö- ja rakennuslaki [verkkodokumentti]. Helsinki: Ympäristöministeriö. Saatavissa: <https://ym.fi/maankaytto-ja-rakennuslaki> [viitattu 19.3.2021].

Ympäristöministeriö, 2021b. Vastuualueet, Rakentamismääräyskokoelma [verkkodokumentti]. Helsinki: Ympäristöministeriö. Saatavissa: <https://ym.fi/rakentamismaaraykset> [viitattu 19.3.2021].

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014. Annettu Helsingissä 17.6.2014. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477> [viitattu 6.12.2021].

#### Aksiaalinen jännitystila

Jännitystila, joissa pääjännitykset  $\sigma_2 = 0$  ja  $\sigma_3 = 0$  (1D).

#### B-alue tai C-alue

Jatkuvuusalue (engl. continuity region), tasainen jännityskenttä, jossa voimatilaa voidaan pitää vakiona. Palkin tekninen taivutusteoria (Bernoullin hypoteesi) on voimassa.

#### D-alue

Epäjatkuvuusalue (engl. discontinuity tai disturbed region). Rakenteen geometrian muutokset ja/tai keskittyneet kuormitukset aiheuttavat rakenteeseen epäjatkuvuusalueen, jossa pääjännitystrajektorien suunnat muuttuvat. D-alueita ei voida analysoida lineaarisen muodonmuutostilan avulla. Epäjatkuvuusalueella pääjännitystilan suunta on vino ja tällaiseen puristusjännityskenttään liittyy poikittaissuuntainen vetojännityskenttä, joka voi aiheuttaa teräbetonirakenteessa puristusdiagonaalien suuntaista halkeilua.

#### Elementtimenetelmä

Reuna-arvotehtävien numeerinen ratkaisumenetelmä, jota käytetään esimerkiksi lujuusopin siirtymä- ja jännitysanalyysihin sekä nurjahdusanalyysihin. Reuna-arvotehtävä muodostuu differentiaaliyhtälöstä, joka kuvaa ongelmaa sekä siihen liittyvistä reunaehdoista. Elementtimenetelmä voidaan määritellä myös integraalien likilaskentamenetelmäksi, koska elementtimenetelmän lähtökohtana on aina integraalilauseke.

#### The International Federation for Structural Concrete

Kansainvälinen voittoa tavoittelematon järjestö, joka koostuu 41 kansallisesta jäsenryhmästä 104 maasta. Järjestön tavoitteena on kehittää betonirakenteiden kansainvälisen tason tutkimusta ja käytännön toteutusta edistääkseen rakenteiden teknistä, taloudellista, esteettistä sekä ympäristövaikutukset huomioivaa suunnittelua ja toteutusta.

## Jännitystrajektori tai jännitystrajektorio

Yleensä kiinnostuksen kohteena on pääjännitysten kulku rakenteessa eli pääjännitysten trajektorit eli suuntaviivat. Pääjännitykset ovat aina kohtisuorassa toisiaan vastaan.

## Palkin tekninen taivutusteoria

Bernoullin hypoteesiin perustuva teoria, jota kutsutaan usein Bernoulli-Eulerin palkkiteoriaksi. Teorian mukaan puhtaassa taivutusrasituksessa palkin poikkileikkaus säilyy tasona, joka on kohtisuorassa palkin pituussäikeitä vastaan. Leikkausmuodonmuutosta ei tapahdu. Poikittaiskutistuminen jätetään tyypillisesti huomioimatta, jolloin palkissa vallitsee aksiaalinen jännitystila, jonka pääjännitys on palkin pituussäikeiden suuntainen. Palkin pitkittäissäteiden venymä on suoraan verrannollinen neutraalitason etäisyyteen nähden, eli poikkileikkauksen venymä jakaantuu lineaarisesti.

## Periaatesääntö

Eurokoodin periaatesäännöt ovat luonteeltaan yleisiä määräyksiä ja määritelmiä, joille ei ole vaihtoehtoa; vaatimuksia sekä analyyttisiä malleja, joille ei sallita vaihtoehtoa (ellei erityisesti erikseen mainita).

## Saint-Venantin periaate

Teorian mukaan kahden, resultanteiltaan yhtä suuren, eri kuormituksen vaikutukset kappaleeseen ovat merkityksellisiä vain kuormituspisteen läheisyydessä ja merkityksettömiä etäisyyden kasvaessa. Periaatetta sovelletaan esimerkiksi palkkien ja pilareiden päihin kohdistuvien kuormitusten vaikutusten tarkasteluun, joissa keskittyneestä kuormituksesta aiheutuvan epäjatkuvuusalueen oletetaan jatkuvan kuta kuinkin rakenteen sivumitan pituiselle matkalle.

## Soveltamissääntö

Eurokoodin soveltamissäännöt ovat luonteeltaan yleisesti hyväksytyjä sääntöjä, jotka täyttävät periaatesääntöjen vaatimukset ja ovat niiden mukaisia. Soveltamissäännön vaihtoehtona saa käyttää muita rakenteiden suunnitteluohjeita, jolloin on osoitettava niiden olevan asianomaisten

periaatesääntöjen mukaisia ja johtavan vähintään samanarvoiseen tulokseen rakenteiden varmuuden, käyttökelpoisuuden sekä säilyvyyden kannalta kuin eurokoodin mukaisia sääntöjä käytettäessä.

### Tasojännitystila

Kaksiakselinen jännitystila (2D), jossa vähintään yksi pääjännitys on nolla (engl. state of plane stress). Jännityskomponentit  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  ja  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ , kun valitaan z-akseli vastaamaan pääjännitystä  $\sigma_3 = 0$ . Esintyy esimerkiksi ohuen, levymäisen rakenteen (tasolevyn) tehtävissä sekä kappaleen pinnalla (kappale on jännityksetön pinnan normaalin suunnassa). Rakenne on kuormitettu vain sen tasossa ja sekä kuormitukset että tuennat ovat rakenteen syvyysuunnassa tasan jakautuneet.

## Results

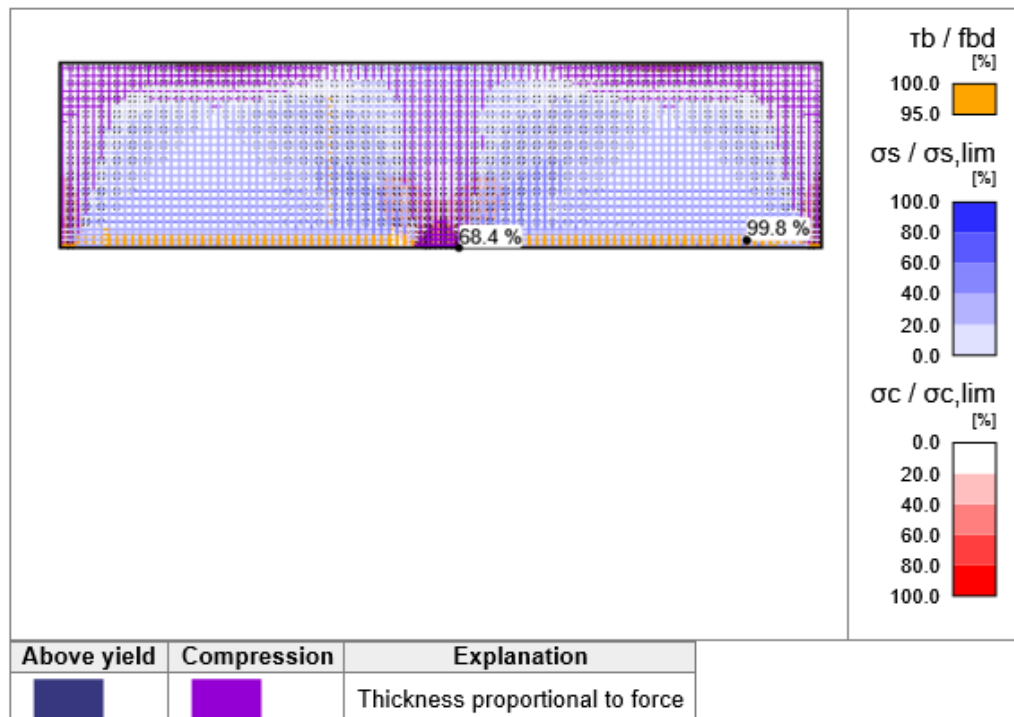
### Summary

#### Overview table

Check item	Combination	Increment	Item			
ULS	C1	P100.0%, V100.0%	Strength of reinforcement	✔		
Check item	Item	Utilization				
Strength of concrete	W1	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ : 68.4%		✔		
Strength of reinforcement	pysty (5)	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$ : 19.9%, $\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ : 89.2%		✔		
Anchorage length	pysty (5)	$\tau_b/f_{bd}$ : 99.8%		✔		
SLS	C2 (LT)	P100.0%, V100.0%	Stress limitation	✔		
Check item	Combination	Increment	Critical check	Item	Utilization	
Stress limitation	C2 (LT)	P100.0%, V100.0%	7.2(5)	pysty (5)	84.7%	✔
Crack width	C3 (LT)	P100.0%, V100.0%	w/wlim	ap-oikea (1)	68.6%	✔
Deflection	C2	P100.0%, V100.0%	7.4.3	W1	8.2%	✔

### ULS - Summary

#### Stress flow



## Summary of reactions and applied loads: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

Type	$F_x$ [kN]	$F_z$ [kNm]	$M_y$ [kNm]
Summary of reactions	0.0	2678.4	19686.2
Summary of applied load	0.0	-2678.4	-19686.2
Check of equilibrium	0.0	0.0	0.0

## ULS - Strength

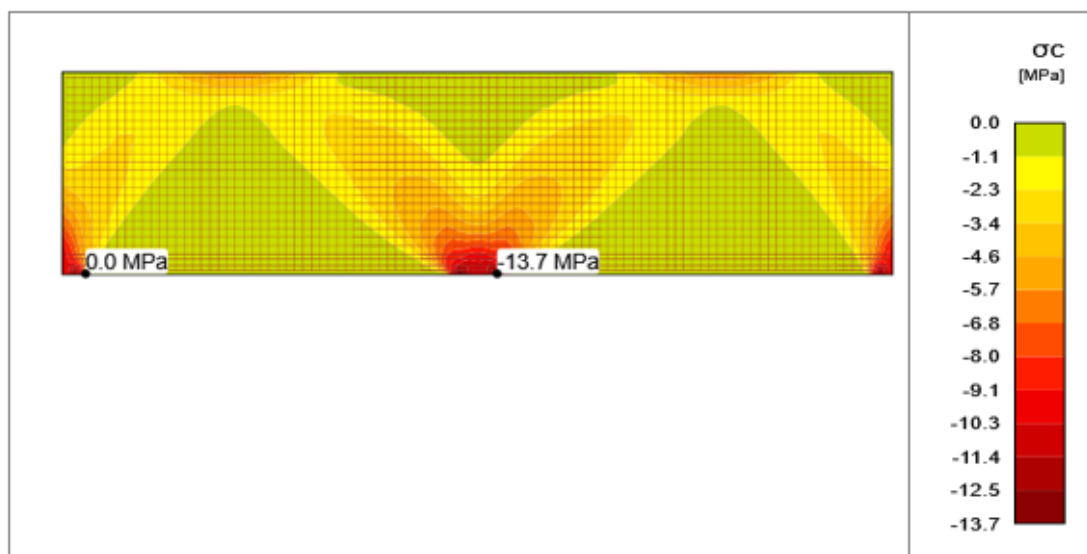
### Detailed concrete strength results: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

Member	X [m]	Z [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\varepsilon_c$ [1e-4]	$k_{c2}$ [-]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [%]	
W1	7.70	0.00	-13.7	-8.8	1.00	68.4	OK
W1	13.50	0.10	-0.1	-0.1	0.63	0.8	OK

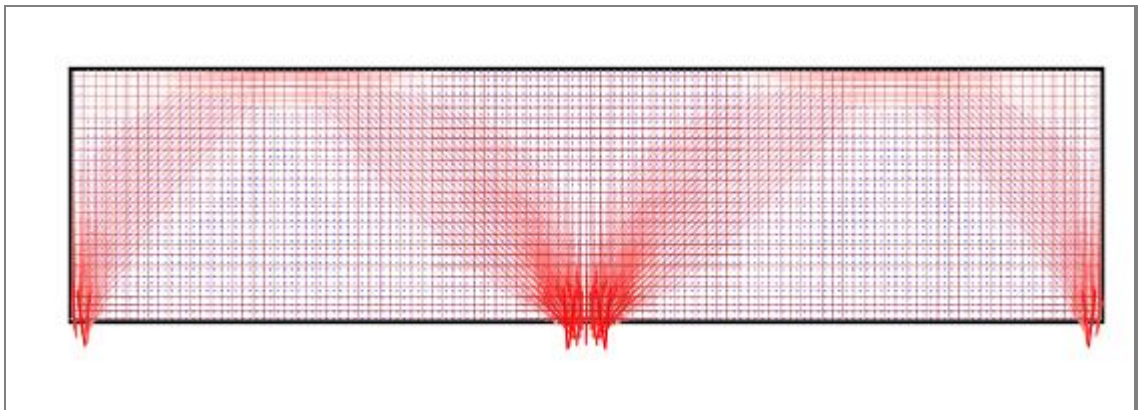
### Detailed reinforcement strength results: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

Member	X [m]	Z [m]	$\sigma_s$ [MPa]	$\varepsilon_s$ [1e-4]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [%]	$\varepsilon_s/\varepsilon_{s,lim}$ [%]	
pysty (5)	13.25	0.15	419.0	13.7	89.2	19.9	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.05	231.6	7.7	49.3	6.6	OK
vaakater-oikea (4)	9.60	0.50	221.4	3.8	47.2	5.6	OK
vaakater-vasen (4)	5.00	0.50	219.2	3.7	46.7	5.4	OK
ap-oikea (1)	13.47	0.06	192.9	5.3	41.1	5.0	OK
vaakater-oikea (4)	7.33	3.50	194.1	6.1	41.3	4.9	OK
vaakater-vasen (4)	7.27	3.50	194.1	6.1	41.3	4.9	OK
ap-vasen (1)	2.71	0.06	189.0	5.1	40.2	4.8	OK
ap-haat-vasen (2)	0.32	0.05	173.7	4.8	37.0	4.1	OK
keskituki (3)	7.30	0.06	-97.0	-4.9	20.7	1.1	OK
keskituki (3)	7.97	0.36	81.7	1.7	17.4	1.0	OK

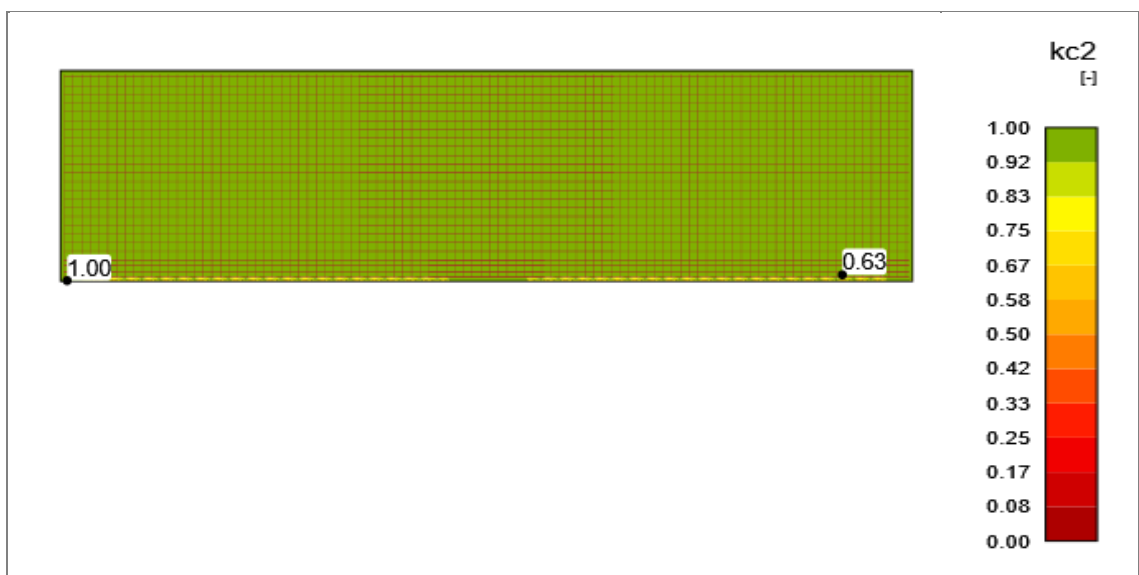
### Concrete principal stress $\sigma_c$



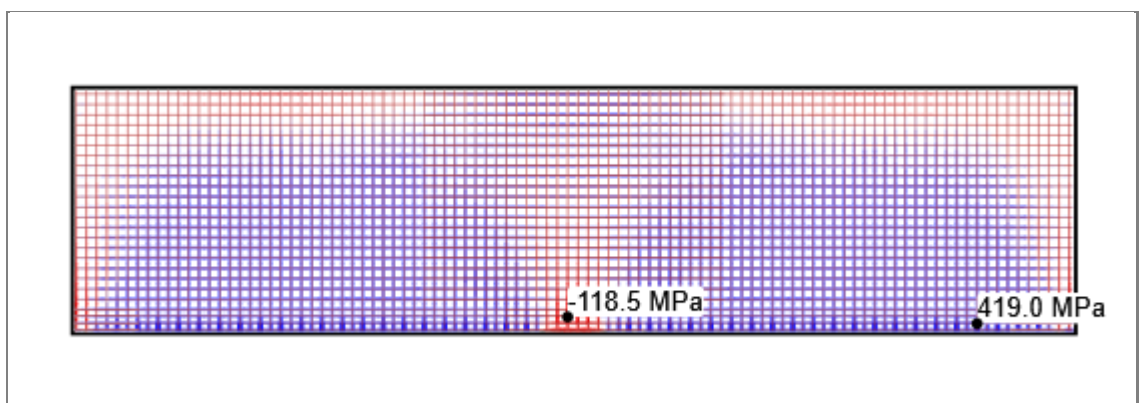
## Directions of principal stresses



## Compressive strength reduction factor $k_{c2}$



## Reinforcement stress - $\sigma_s$ [MPa]

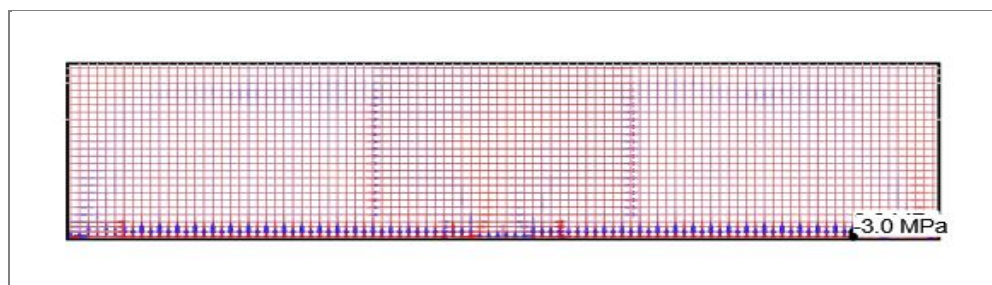


## ULS - Anchorage

Detailed anchorage results: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

Member	X [m]	Z [m]	$\tau_b$ [MPa]	$F_a$ [kN]	$F_{tot}$ [kN]	$F_{tot}/F_{lim}$ [%]	$\tau_b/f_{bd}$ [%]	
pysty (5)	13.25	0.15	3.0	43.7	28.2	59.8	99.8	OK
pysty (5)	13.25	0.05	-3.0	43.7	42.1	89.2	99.8	OK
pysty (5)	13.25	0.15	3.0	43.7	42.1	89.2	99.8	OK
pysty (5)	7.25	0.24	-0.2	43.7	-11.9	25.2	7.1	OK
ap-oikea (1)	14.65	0.06	-3.0	0.1	11.4	50.4	99.8	OK
ap-oikea (1)	14.55	0.06	3.0	0.1	9.2	20.3	99.8	OK
ap-oikea (1)	13.47	0.06	1.2	0.1	43.6	41.1	40.0	OK
ap-oikea (1)	7.45	0.06	-0.6	0.1	-21.0	19.8	20.5	OK
ap-oikea (1)	14.55	0.06	3.0	0.1	11.4	50.4	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	13.75	0.05	3.0	25.6	6.9	50.3	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	14.65	0.05	-3.0	25.6	23.3	49.3	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.05	3.0	25.6	23.3	49.3	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.35	-0.6	25.6	1.9	4.1	19.5	OK
ap-haat-oikea (2)	13.84	0.05	1.7	25.6	14.5	52.6	54.3	OK
ap-haat-vasen (2)	0.95	0.05	-3.0	9.7	6.9	50.3	99.8	OK
ap-haat-vasen (2)	0.23	0.05	3.0	9.7	2.4	5.0	99.8	OK
ap-haat-vasen (2)	0.32	0.05	2.1	9.7	17.5	37.0	69.4	OK
ap-haat-vasen (2)	0.05	0.35	0.2	9.7	2.1	4.4	8.0	OK
ap-haat-vasen (2)	0.86	0.05	-0.9	9.7	6.9	50.3	29.0	OK
vaakater-oikea (4)	5.15	0.50	3.0	0.3	7.6	50.3	99.8	OK
vaakater-oikea (4)	14.35	0.65	-1.9	0.3	16.3	34.5	62.6	OK
vaakater-oikea (4)	9.60	0.50	0.8	0.3	22.3	47.2	27.5	OK
vaakater-oikea (4)	11.58	3.50	0.0	0.3	-4.9	10.4	0.4	OK
vaakater-vasen (4)	9.55	0.50	-3.0	0.2	7.6	50.3	99.8	OK
vaakater-vasen (4)	0.35	0.65	1.9	0.2	8.9	19.0	61.6	OK
vaakater-vasen (4)	5.00	0.50	0.3	0.2	22.0	46.7	10.1	OK
vaakater-vasen (4)	3.02	3.50	0.0	0.2	-4.9	10.5	0.1	OK
vaakater-vasen (4)	9.45	0.50	0.3	0.2	7.6	50.3	10.7	OK
ap-vasen (1)	7.35	0.06	3.0	0.1	-11.3	10.6	99.8	OK
ap-vasen (1)	6.86	0.06	-2.9	0.1	11.8	11.1	96.4	OK
ap-vasen (1)	2.71	0.06	0.4	0.1	42.7	40.2	13.6	OK
ap-vasen (1)	7.15	0.06	-0.1	0.1	-21.0	19.8	2.9	OK
keskituki (3)	6.35	0.06	3.0	0.1	11.0	50.5	99.8	OK
keskituki (3)	8.35	0.06	-3.0	0.1	11.0	50.4	99.8	OK
keskituki (3)	7.97	0.36	0.0	0.1	18.5	21.2	0.0	OK
keskituki (3)	7.30	0.06	0.0	0.1	-21.9	20.7	1.4	OK

## Bond stress - $\tau_b$ [MPa]





## Settings

### Creep coefficient

Type of input	Creep coefficient
Input by user	2.5

### SLS - Stress

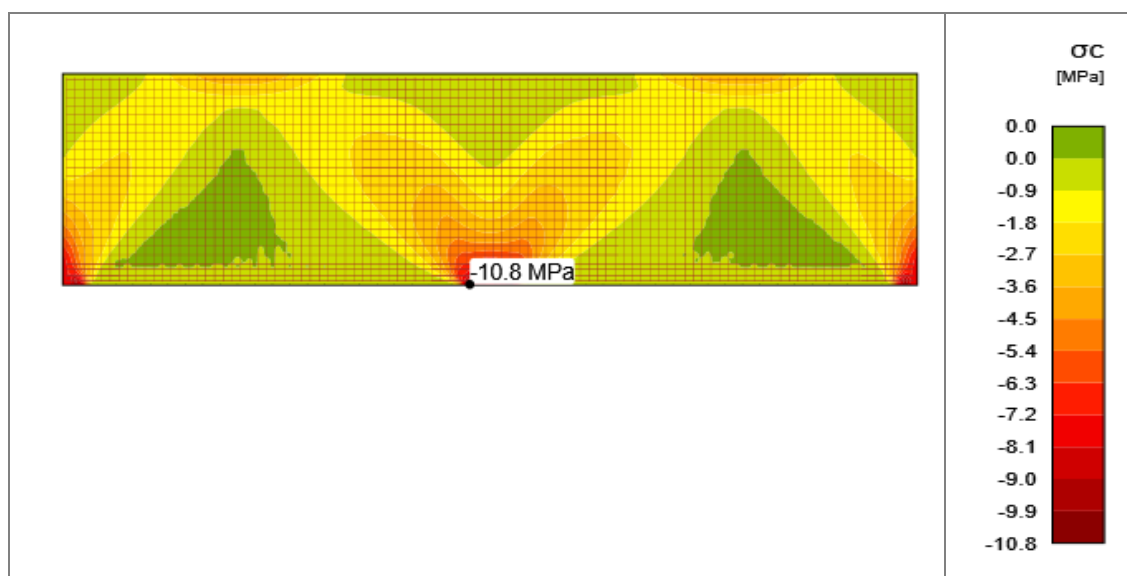
Detailed concrete stress results: C2, Load increment: P100.0%, V100.0%

Member	X [m]	Z [m]	Critical check	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\sigma_c/\sigma_{lim}$ [%]	
W1	7.00	0.00	7.2(2)	-10.8	18.0	59.8	OK

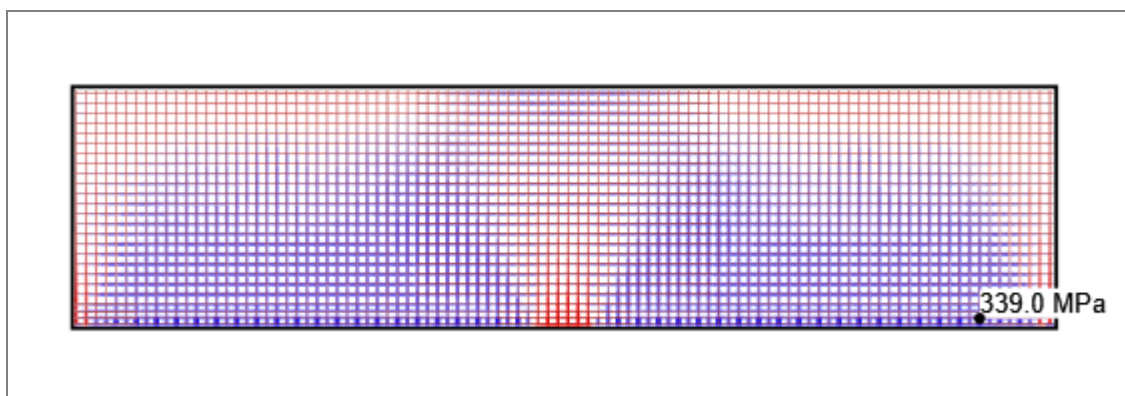
Detailed reinforcement stress results: C2, Load increment: P100.0%, V100.0%

Reinforcement	X [m]	Z [m]	Critical check	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\sigma_s/\sigma_{lim}$ [%]	
ap-vasen (1)	1.23	0.06	7.2(5)	153.2	400.0	38.3	OK
ap-haat-vasen (2)	0.32	0.05	7.2(5)	144.9	400.0	36.2	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.05	7.2(5)	137.3	400.0	34.3	OK
vaakater-oikea (4)	10.39	0.50	7.2(5)	198.8	400.0	49.7	OK
ap-oikea (1)	13.17	0.06	7.2(5)	155.7	400.0	38.9	OK
keskituki (3)	7.87	0.36	7.2(5)	63.8	400.0	16.0	OK
vaakater-vasen (4)	4.01	0.50	7.2(5)	199.5	400.0	49.9	OK
pysty (5)	13.55	0.15	7.2(5)	339.0	400.0	84.7	OK

### Concrete stress



## Reinforcement stress - $\sigma_s$ [MPa]



## SLS - Crack

**Detailed crack results: C3, Load increment: P100.0%, V100.0%,  $w_{lim}=0.400$  mm**

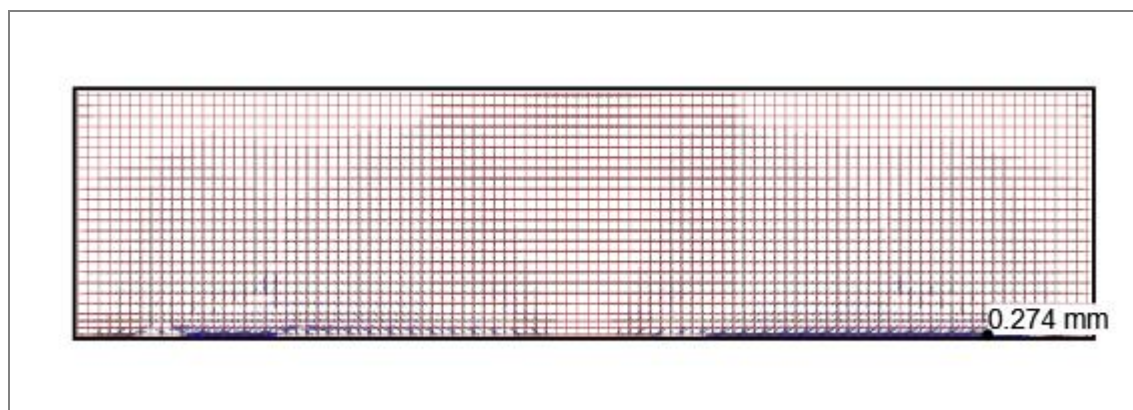
Member	X [m]	Z [m]	w [mm]	w/w <sub>lim</sub> [%]	
ap-oikea (1)	13.17	0.06	0.274	68.6	OK
ap-vasen (1)	1.23	0.06	0.238	59.5	OK
ap-vasen (1)	4.09	0.06	0.231	57.7	OK
ap-haat-oikea (2)	14.11	0.05	0.156	39.1	OK
pysty (5)	14.15	0.15	0.141	35.2	OK
pysty (5)	2.15	0.34	0.118	29.5	OK
ap-haat-vasen (2)	0.77	0.05	0.082	20.6	OK
vaakater-oikea (4)	11.68	1.25	0.059	14.6	OK
vaakater-vasen (4)	4.01	0.50	0.044	10.9	OK
vaakater-vasen (4)	3.91	0.50	0.042	10.4	OK
keskituki (3)	8.06	0.06	0.025	6.2	OK

## Intermediate crack results

Member	$\epsilon_{cm}$ [1e-4]	$\epsilon_m$ [1e-4]	$s_r$ [mm]	$\Phi$ [mm]	$\rho_{eff}$ [%]	$w_b$ [mm]	$\theta_r$ [-]	$\theta_b$ [-]
ap-oikea (1)	0.0	2.0	286	12	1.04	0.058	0.21	0.00
ap-vasen (1)	0.0	2.0	286	12	1.04	0.059	2.89	0.00
ap-vasen (1)	0.0	1.5	286	12	1.04	0.042	0.18	0.00
ap-haat-oikea (2)	0.0	1.7	157	8	1.26	0.027	2.97	0.00
pysty (5)	0.0	3.9	332	8	0.60	0.131	2.76	1.57
pysty (5)	0.0	0.6	332	8	0.60	0.021	1.39	1.57
ap-haat-vasen (2)	0.0	1.4	166	8	1.19	0.024	0.29	0.00
vaakater-oikea (4)	0.0	0.4	332	8	0.60	0.013	2.92	0.00
vaakater-vasen (4)	0.0	1.1	332	8	0.60	0.036	2.17	0.00
vaakater-vasen (4)	0.0	1.0	332	8	0.60	0.034	2.19	0.00
keskituki (3)	0.0	0.5	145	12	2.03	0.007	0.28	0.00

Note: There are TCM intermediate values displayed in the table above.  
Adequate POM values are not available in current version of the program.

## Crack width - w [mm]

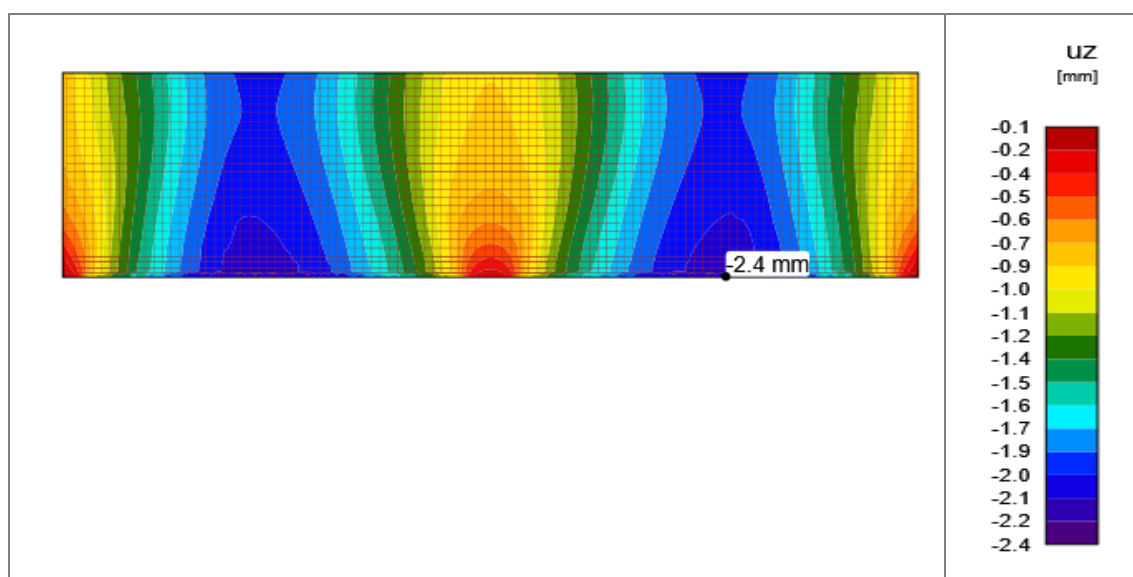


## SLS - Deflection

Detailed deflection results: C2, Load increment: P100.0%, V100.0%,  
 $u_{z,lim}=28.8$  mm

Member	X [m]	Z [m]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	$\Delta u_z$ [mm]	$u_z$ [mm]	$u_z/u_{z,lim}$ [%]	
W1	11.40	0.00	-1.6	-1.5	-0.9	-2.4	8.2	OK

## Deflection



# Explanation

Symbol	Explanation
$F_a$	The anchorage force. It is developed at the ends of the bars due to hooked anchorage.
$F_{tot}$	Total force developed along the length of the bar. It consists of the anchorage force due to hooked anchorage and bond force, which integrates bond stresses acting on the surface of the bar.
$F_{tot}/F_{lim}$	The ratio of total force in the bar and limit value of the force. It presents the level of utilization of the rebar. The limit value of the force is calculated as the minimum of two values: (a) the force calculated as the sum of ultimate anchorage force and the force developed from the end of the bar to the point of interest assuming ultimate bond strength, (b) the ultimate strength of the bar.
$\tau_b/f_{bd}$	The ratio of bond stress and ultimate bond strength for selected (group of) bars and applied portion of the load. It shows the level of utilization with respect to ultimate bond strength between the rebar and adjacent concrete.
Creep coefficient	Final value of creep coefficient at time interval ( $t_0 = 28$ days, $t_{inf}$ = design working life)
$w$	Total crack width including effect of creep.
$\epsilon_{cm}$	the mean strain in the concrete between cracks
$\epsilon_m$	the mean strain in the reinforcement under relevant combination of loads, including the effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
$w_b$	calculated crack width
$\theta_r$	inclination of the cracks (the angle between the global coordinate system and the crack direction)
$\theta_b$	bar inclination (the angle between the global coordinate system and the axis of reinforcement bar)
$u_{z,st}$	Immediate deflection caused by total load, calculated with short-term stiffnesses.
$u_{z,lt}$	Long-term effects of long-term load.
$\Delta u_z$	Deflection increment caused by variable load.
$u_z$	Total deflection including effect of creep.

# Code settings

Clause	Name	Value	Description
2.4.2.4 (1)	$\gamma_c$	1.50	Partial factor for concrete.
2.4.2.4 (1)	$\gamma_s$	1.15	Partial factor for reinforcement
3.1.6 (1)	$\alpha_{cc}$	1.00	Coefficient taking into account the long term effect on the compressive strength and the unfavourable from the way the load is applied
3.2.7 (2)	$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk}$	0.90	Ratio of design and characteristic strain limit.
8.3(2)	$\Phi_{m,min} - \Phi_s \leq 16\text{mm}$ (4.00 $\Phi_s$ )	4.00	Minimum mandrel diameter of stirrups as multiple of stirrups diameter.
8.3(2)	$\Phi_{m,min} - \Phi_s > 16\text{mm}$ (7.00 $\Phi_s$ )	7.00	Minimum mandrel diameter of stirrups as multiple of stirrups diameter.
7.2(2)	$k_1$	0.60	Coefficient for calculation of the maximum compressive stress in concrete under SLS characteristic combination
7.2(3)	$k_2$	0.45	Coefficient for calculation of the stress in the concrete under the SLS quasi-permanent combination
7.2(5)	$k_3$	0.80	Coefficient for calculation of maximal tensile stress in the reinforcement under SLS characteristic combination

## Calculation presumptions

- Minimum amount of reinforcement resisting at least the tensile stresses prior cracking has to be provided in cracked zones.
- It is assumed that a transverse rebar or adequate overlap is provided to enable full anchorage of the stirrups.
- The analysis and code checks are performed for support conditions as specified in the project. No change of supports in construction/service stages is considered.
- The crack width is checked in the vicinity of the reinforcement only. No control of cracking is performed in non-reinforced zones.
- The presentation of crack spacing is schematic only. It does not represent the crack spacing computed for the calculations.

## Results

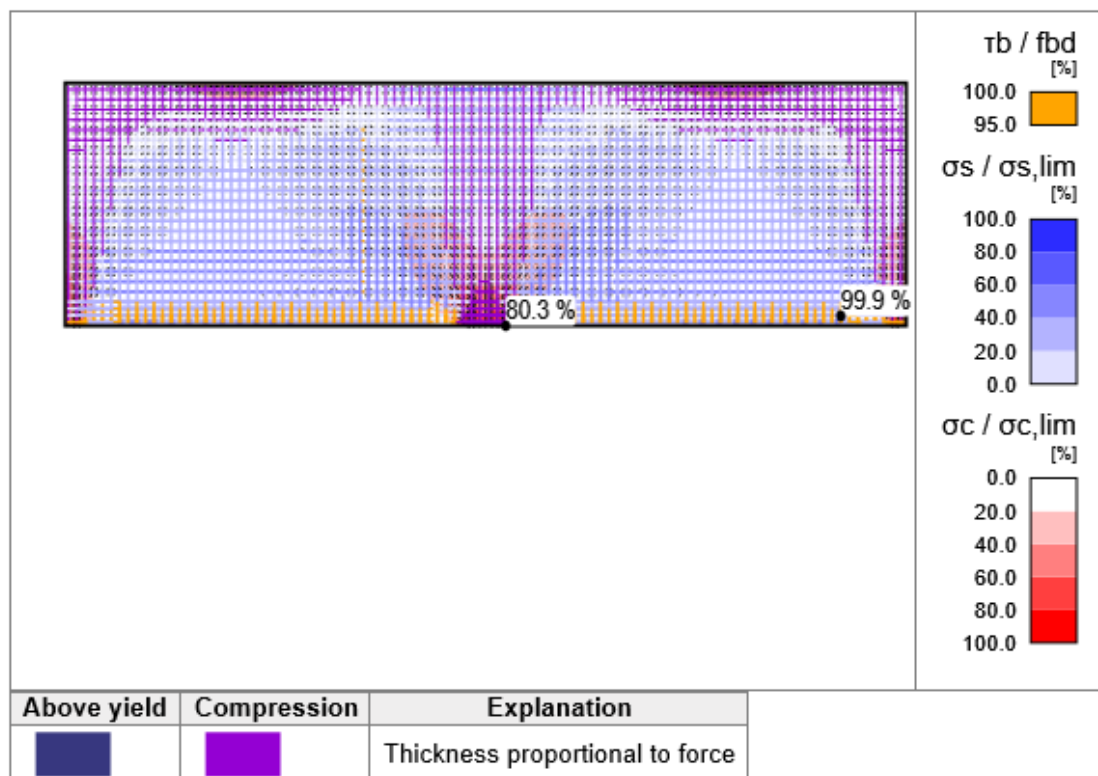
### Summary

#### Overview table

Check item	Combination	Increment	Item			
ULS	C1	P100.0%, V100.0%	Strength of reinforcement			✓
Check item	Combination	Increment	Critical check	Item	Utilization	
Strength of concrete	W1	$\sigma_c / \sigma_{c,lim}$ : 80.3%				✓
Strength of reinforcement	pysty (5)	$\epsilon_s / \epsilon_{s,lim}$ : 50.7%, $\sigma_s / \sigma_{s,lim}$ : 89.1%				✓
Anchorage length	pysty (5)	$t_b / f_{bd}$ : 99.9%				✓
SLS	C2 (LT)	P100.0%, V100.0%	Stress limitation			✗
Check item	Combination	Increment	Critical check	Item	Utilization	
Stress limitation	C2 (LT)	P100.0%, V100.0%	7.2(5)	pysty (5)	113.8%	✗
Crack width	C3 (LT)	P100.0%, V100.0%	$w / w_{lim}$	ap-oikea (1)	70.0%	✓
Deflection	C2	P100.0%, V100.0%	7.4.3	W1	8.2%	✓

### ULS - Summary

#### Stress flow



## Summary of reactions and applied loads: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

Type	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
Summary of reactions	0.0	2678.4	19686.2
Summary of applied load	0.0	-2678.4	-19686.2
Check of equilibrium	0.0	0.0	0.0

## ULS - Strength

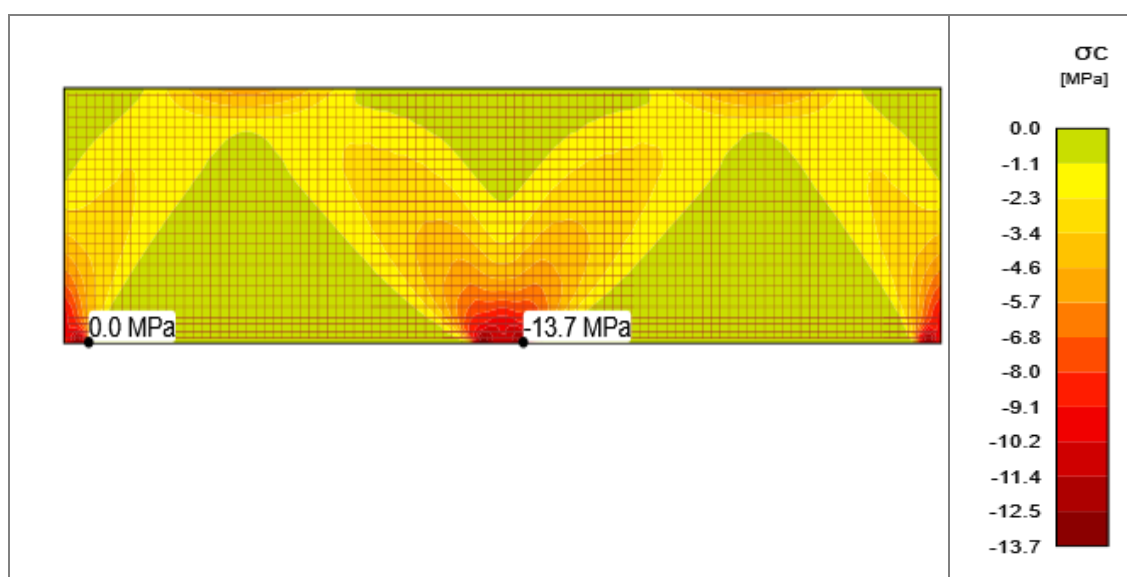
### Detailed concrete strength results: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

Member	X [m]	Z [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\epsilon_c$ [1e-4]	k <sub>c2</sub> [-]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [%]	
W1	7.70	0.00	-13.7	-11.2	1.00	80.3	OK
W1	13.50	0.10	-0.2	-0.1	0.62	1.8	OK

### Detailed reinforcement strength results: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

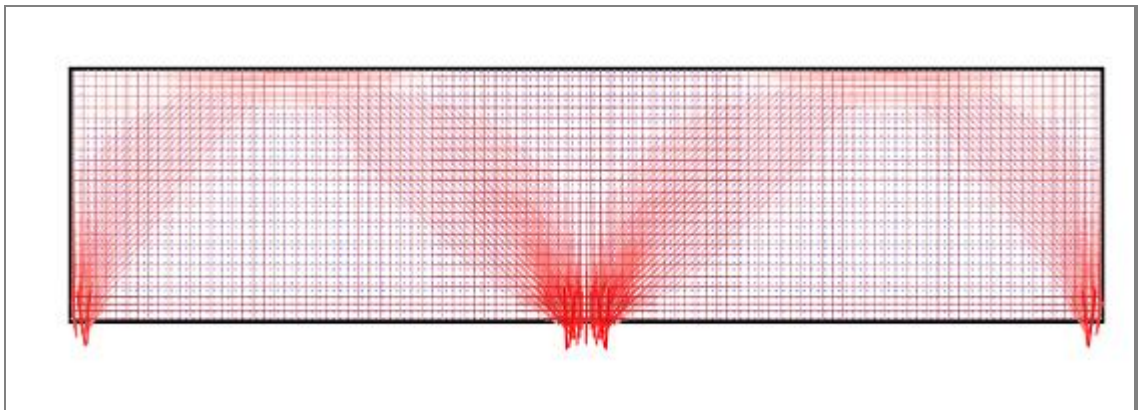
Member	X [m]	Z [m]	$\sigma_s$ [MPa]	$\epsilon_s$ [1e-4]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [%]	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$ [%]	
pysty (5)	13.55	0.15	418.4	13.7	89.1	50.7	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.05	225.2	7.4	48.0	19.4	OK
vaakater-oikea (4)	7.33	3.50	199.0	6.3	42.4	16.0	OK
vaakater-vasen (4)	7.27	3.50	198.9	6.3	42.4	16.0	OK
ap-oikea (1)	13.47	0.06	200.7	5.7	42.7	15.9	OK
ap-vasen (1)	0.94	0.06	195.8	5.4	41.7	15.2	OK
vaakater-oikea (4)	9.60	0.50	221.8	3.9	47.2	14.3	OK
vaakater-vasen (4)	5.00	0.50	219.5	3.7	46.7	13.9	OK
ap-haat-vasen (2)	0.32	0.05	182.1	5.2	38.8	13.7	OK
keskituki (3)	7.30	0.06	-111.1	-5.6	23.7	5.6	OK
keskituki (3)	7.97	0.36	82.8	1.7	17.6	3.5	OK

## Concrete principal stress $\sigma_c$

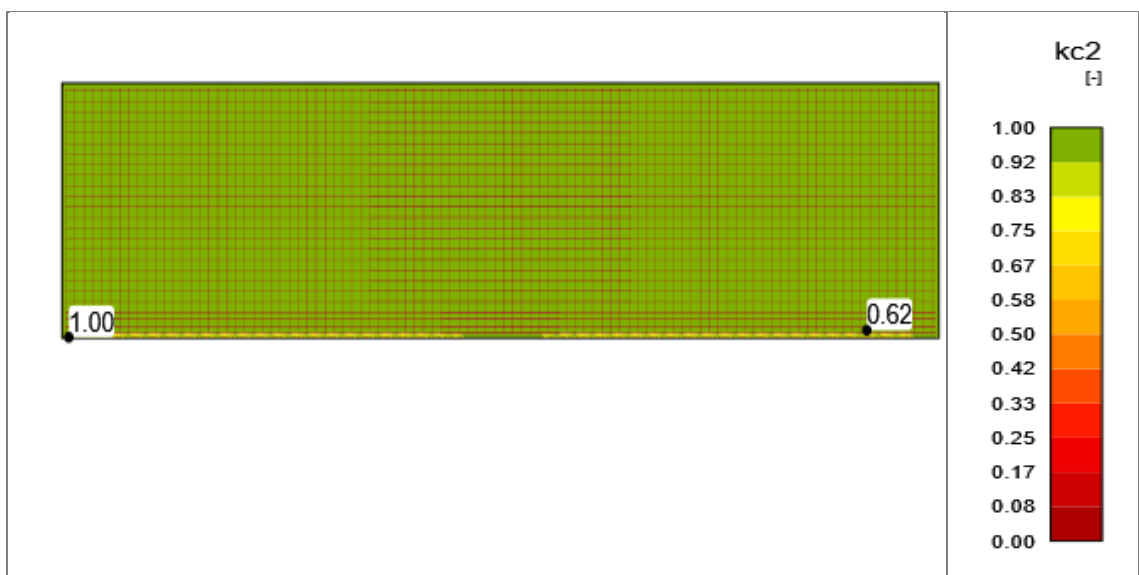




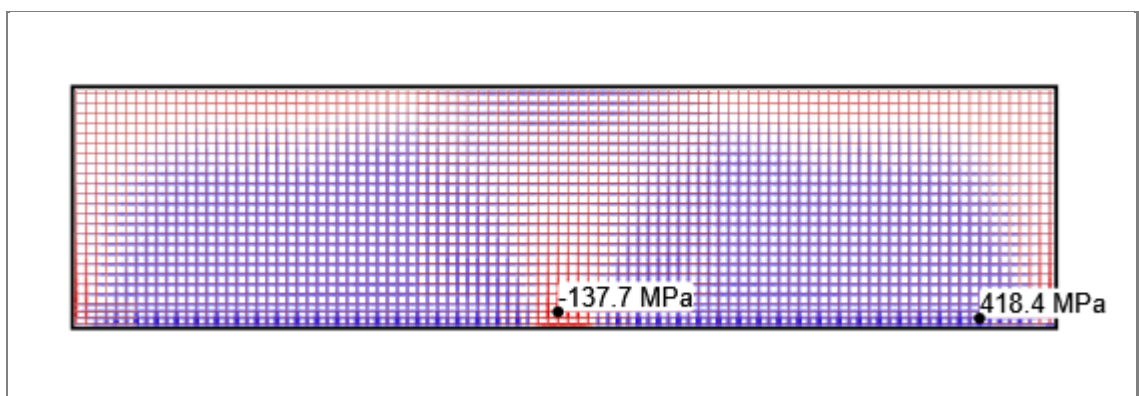
## Directions of principal stresses



## Compressive strength reduction factor $k_{c2}$



## Reinforcement stress - $\sigma_s$ [MPa]



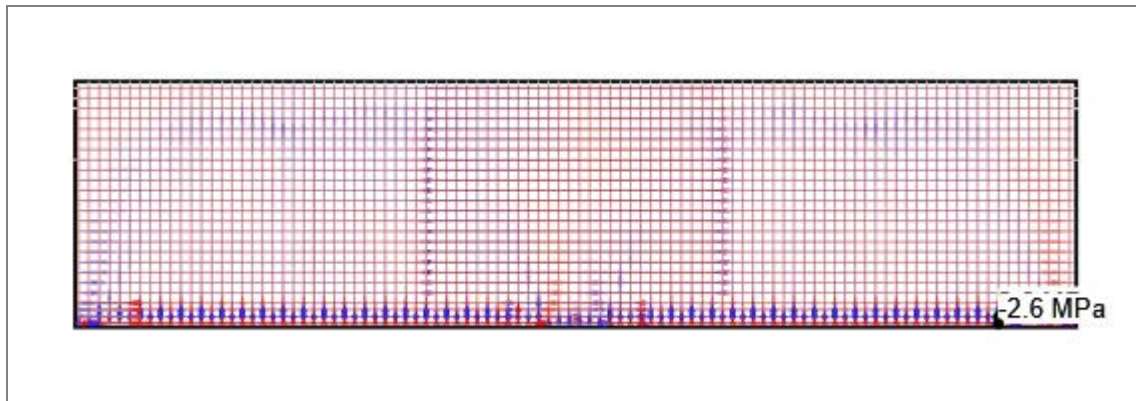


## ULS - Anchorage

Detailed anchorage results: C1, Load increment: P100.0%, V100.0%

Member	X [m]	Z [m]	$T_b$ [MPa]	$F_a$ [kN]	$F_{tot}$ [kN]	$F_{tot}/F_{lim}$ [%]	$T_b/f_{bd}$ [%]	
pysty (5)	13.55	0.15	2.6	43.7	29.9	63.4	99.9	OK
pysty (5)	13.55	0.05	-2.6	43.7	42.1	89.1	99.9	OK
pysty (5)	13.55	0.15	2.6	43.7	42.1	89.1	99.9	OK
pysty (5)	7.25	0.24	-0.5	43.7	-13.8	29.3	20.2	OK
ap-oikea (1)	14.65	0.06	-2.6	0.1	9.7	50.5	99.8	OK
ap-oikea (1)	14.55	0.06	2.6	0.1	8.0	20.8	99.8	OK
ap-oikea (1)	13.47	0.06	1.4	0.1	45.4	42.7	53.2	OK
ap-oikea (1)	7.55	0.06	0.2	0.1	-23.8	22.4	6.3	OK
ap-oikea (1)	14.55	0.06	2.6	0.1	9.7	50.5	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	13.75	0.05	2.6	24.6	5.9	50.4	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	14.65	0.05	-2.6	24.6	22.6	48.0	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.05	2.6	24.6	22.6	48.0	99.8	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.35	-0.6	24.6	2.0	4.2	22.9	OK
ap-haat-oikea (2)	13.84	0.05	2.6	24.6	14.8	63.4	99.8	OK
ap-haat-vasen (2)	0.95	0.05	-2.6	10.3	5.9	50.4	99.8	OK
ap-haat-vasen (2)	0.23	0.05	2.6	10.3	2.8	5.9	99.8	OK
ap-haat-vasen (2)	0.32	0.05	2.6	10.3	18.3	38.8	99.3	OK
ap-haat-vasen (2)	0.05	0.35	0.2	10.3	2.1	4.5	8.7	OK
ap-haat-vasen (2)	0.77	0.05	0.4	10.3	13.5	58.0	16.1	OK
vaakater-oikea (4)	5.15	0.50	2.6	0.4	6.5	50.3	99.8	OK
vaakater-oikea (4)	14.35	0.65	-1.9	0.4	16.2	34.4	74.4	OK
vaakater-oikea (4)	9.60	0.50	0.6	0.4	22.3	47.2	23.9	OK
vaakater-oikea (4)	11.58	3.50	0.0	0.4	-5.5	11.7	0.4	OK
vaakater-vasen (4)	9.55	0.50	-2.6	0.3	6.5	50.3	99.8	OK
vaakater-vasen (4)	0.35	0.65	1.9	0.3	8.9	18.8	73.0	OK
vaakater-vasen (4)	5.00	0.50	0.2	0.3	22.1	46.7	7.6	OK
vaakater-vasen (4)	3.02	3.50	0.0	0.3	-5.5	11.7	0.1	OK
vaakater-vasen (4)	9.45	0.50	-0.5	0.3	6.5	50.3	20.6	OK
ap-vasen (1)	7.35	0.06	2.6	0.1	-9.6	9.0	99.8	OK
ap-vasen (1)	6.86	0.06	-2.6	0.1	11.7	11.0	99.8	OK
ap-vasen (1)	0.94	0.06	1.9	0.1	44.3	41.7	72.8	OK
ap-vasen (1)	7.05	0.06	-0.5	0.1	-23.7	22.3	20.9	OK
ap-vasen (1)	0.35	0.06	1.4	0.1	32.3	42.1	52.7	OK
keskituki (3)	6.35	0.06	2.6	0.1	9.4	50.5	99.8	OK
keskituki (3)	8.35	0.06	-2.6	0.1	9.4	50.5	99.8	OK
keskituki (3)	7.97	0.36	0.0	0.1	18.7	25.3	0.0	OK
keskituki (3)	7.30	0.06	-0.1	0.1	-25.1	23.7	2.9	OK

## Bond stress - $\tau_b$ [MPa]



## Settings

### Creep coefficient

Type of input	Creep coefficient
Input by user	2.5

## SLS - Stress

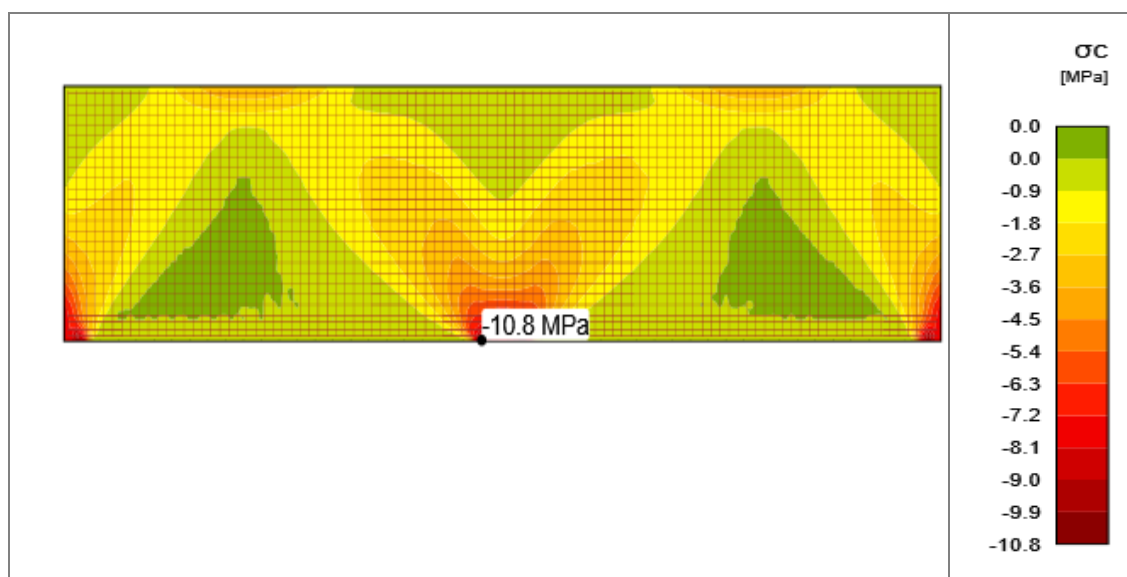
### Detailed concrete stress results: C2, Load increment: P100.0%, V100.0%

Member	X [m]	Z [m]	Critical check	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\sigma_c/\sigma_{lim}$ [%]	
W1	7.00	0.00	7.2(2)	-10.8	18.0	59.9	OK

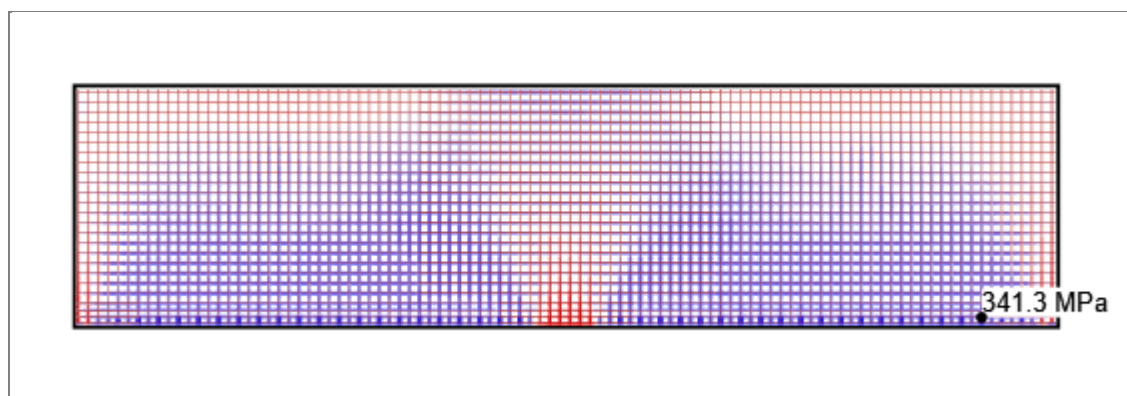
### Detailed reinforcement stress results: C2, Load increment: P100.0%, V100.0%

Reinforcement	X [m]	Z [m]	Critical check	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\sigma_s/\sigma_{lim}$ [%]	
ap-vasen (1)	1.23	0.06	7.2(5)	153.5	300.0	51.2	OK
ap-haat-vasen (2)	0.32	0.05	7.2(5)	145.2	300.0	48.4	OK
ap-haat-oikea (2)	14.56	0.05	7.2(5)	137.4	300.0	45.8	OK
vaakater-oikea (4)	10.39	0.50	7.2(5)	199.1	300.0	66.4	OK
ap-oikea (1)	13.17	0.06	7.2(5)	156.1	300.0	52.0	OK
keskituki (3)	7.87	0.36	7.2(5)	64.1	300.0	21.4	OK
vaakater-vasen (4)	4.01	0.50	7.2(5)	199.7	300.0	66.6	OK
pysty (5)	13.55	0.15	7.2(5)	341.3	300.0	113.8	NOT OK

## Concrete stress



## Reinforcement stress - $\sigma_s$ [MPa]



## SLS - Crack

Detailed crack results: C3, Load increment: P100.0%, V100.0%,  $w_{lim}=0.400$  mm

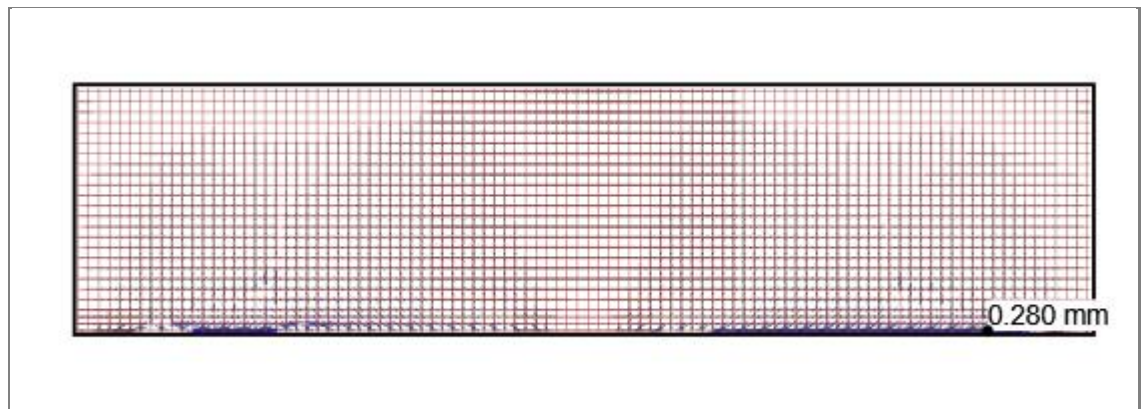
Member	X [m]	Z [m]	w [mm]	w/w <sub>lim</sub> [%]	
ap-oikea (1)	13.17	0.06	0.280	70.0	OK
ap-vasen (1)	1.23	0.06	0.250	62.4	OK
pysty (5)	14.15	0.15	0.123	36.0	OK
ap-haat-oikea (2)	13.75	0.05	0.142	35.4	OK
ap-haat-vasen (2)	0.77	0.05	0.082	20.5	OK
vaakater-oikea (4)	11.68	1.25	0.053	13.1	OK
vaakater-vasen (4)	4.01	0.50	0.044	11.0	OK
vaakater-vasen (4)	3.91	0.50	0.042	10.5	OK
keskituki (3)	8.06	0.06	0.025	6.3	OK

## Intermediate crack results

Member	$\varepsilon_{cm}$ [1e-4]	$\varepsilon_m$ [1e-4]	$s_r$ [mm]	$\Phi$ [mm]	$\rho_{eff}$ [%]	$w_b$ [mm]	$\theta_r$ [-]	$\theta_b$ [-]
ap-oikea (1)	0.0	2.0	286	12	1.04	0.058	0.21	0.00
ap-vasen (1)	0.0	2.1	286	12	1.04	0.059	2.90	0.00
pysty (5)	0.0	0.8	332	8	0.60	0.026	1.36	1.57
ap-haat-oikea (2)	0.0	1.6	166	8	1.19	0.026	0.19	0.00
ap-haat-vasen (2)	0.0	1.4	166	8	1.19	0.024	0.29	0.00
vaakater-oikea (4)	0.0	0.4	332	8	0.60	0.013	2.89	0.00
vaakater-vasen (4)	0.0	1.1	332	8	0.60	0.036	2.17	0.00
vaakater-vasen (4)	0.0	1.0	332	8	0.60	0.034	2.19	0.00
keskituki (3)	0.0	0.5	145	12	2.03	0.007	0.27	0.00

Note: There are TCM intermediate values displayed in the table above.  
Adequate POM values are not available in current version of the program.

## Crack width - w [mm]

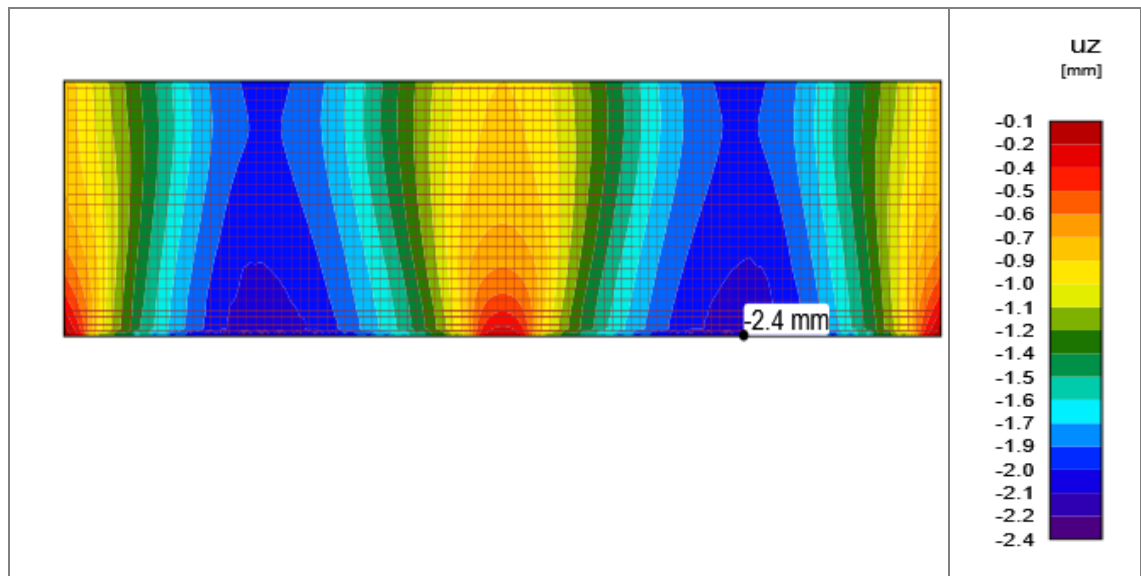


## SLS - Deflection

Detailed deflection results: C2, Load increment: P100.0%, V100.0%,  
 $u_{z,lim}=28.8$  mm

Member	X [m]	Z [m]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	$\Delta u_z$ [mm]	$u_z$ [mm]	$u_z/u_{z,lim}$ [%]	
W1	11.40	0.00	-1.6	-1.5	-0.9	-2.4	8.2	OK

## Deflection



## Code settings

Clause	Name	Value	Description
2.4.2.4 (1)	$\gamma_c$	1.50	Partial factor for concrete.
2.4.2.4 (1)	$\gamma_s$	1.15	Partial factor for reinforcement
3.1.6 (1)	$\alpha_{cc}$	0.85	Coefficient taking into account the long term effect on the compressive strength and the unfavourable from the way the load is applied
3.2.7 (2)	$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk}$	0.20	Ratio of design and characteristic strain limit.
8.3(2)	$\Phi_{m,min} - \Phi_s \leq 16\text{mm}$ (4.50 $\Phi_s$ )	4.50	Minimum mandrel diameter of stirrups as multiple of stirrups diameter.
8.3(2)	$\Phi_{m,min} - \Phi_s > 16\text{mm}$ (9.00 $\Phi_s$ )	9.00	Minimum mandrel diameter of stirrups as multiple of stirrups diameter.
7.2(2)	$k_1$	0.60	Coefficient for calculation of the maximum compressive stress in concrete under SLS characteristic combination
7.2(3)	$k_2$	0.45	Coefficient for calculation of the stress in the concrete under the SLS quasi-permanent combination
7.2(5)	$k_3$	0.60	Coefficient for calculation of maximal tensile stress in the reinforcement under SLS characteristic combination